



**Universidade de
Aveiro
2011**

Departamento de Engenharia Civil

**Elísio Samuel
Cação Sousa**

**APLICAÇÃO DA FORMAÇÃO “ARGILAS DE
AVEIRO” EM ATERROS RODOVIÁRIOS**



**Universidade de
Aveiro
2011**

Departamento de Engenharia Civil

**Elísio Samuel
Cação Sousa**

APLICAÇÃO DA FORMAÇÃO “ARGILAS DE AVEIRO” EM ATERROS RODOVIÁRIOS

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizado sob a orientação científica do Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida Da Benta, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

Dedico este trabalho aos meus pais,
ao meu irmão, à minha avó
e à minha namorada.

O júri

Presidente

Professora Doutora Margarida João Fernandes de Pinho Lopes
Professora Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Professor Doutor Jorge Manuel Pessoa Girão Medina
Professor Auxiliar do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

**Professor Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida da Benta
(Orientador)**
Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Agradecimentos

Ao longo da minha caminhada como estudante universitário muitas foram as pessoas que preencheram o meu dia-a-dia e me ajudaram a ser a pessoa que sou hoje. Deste modo, gostaria de deixar presente o meu agradecimento a todos.

Em especial atenção, ao Professor Doutor Agostinho Benta, aos Engenheiros Luís Silva e Luís Barbosa do Departamento de Engenharia Civil, pelo ensinamento, apreciações e todo o tempo e apoio prestados no decorrer da elaboração deste trabalho.

Não deixo também de agradecer a todos aqueles que ao longo destes anos partilharam comigo as salas de aulas. Obrigado pelas amizades, as alegrias e as tristezas e a ajuda prestada.

À minha família, meus pais e irmão, que sempre me auxiliaram, fornecendo o seu apoio, bem-querer e confiança em mim.

Por fim, mas não o menos importante, à Sandra pela presença, carinho e força concedida.

Muito grato a todos vós.

Palavras-chave

Argilas, “Argilas de Aveiro”, Caracterização Geotécnica, Aterros Rodoviários

Resumo

Presente em grande parte da região Aveirense, as “Argilas de Aveiro” constituem a Bacia Sedimentar de Aveiro. Formadas por alterações físicas ou químicas de rochas feldspáticas, as argilas são solos constituídos por partículas pequenas, cuja fracção fina contém minerais como a caulinite e a illite.

Como base de estudo desta dissertação, o objectivo principal centrou-se na caracterização geotécnica das argilas provenientes da formação “Argilas de Aveiro”, através da realização de ensaios laboratoriais de modo a classificar as amostras em estudo, para assim poder-se averiguar a possível ou implementação das mesmas em aterros rodoviários.

Previamente realizou-se uma pesquisa bibliográfica referente às “Argilas de Aveiro”, sua formação e propriedades, aos métodos de caracterização de solos e consequentes classificações existentes.

Num aspecto mais teórico, foram pesquisados métodos de estabilização / melhoramento de solos, mais precisamente métodos de estabilização química com recurso à cal ou ao cimento. Através destes métodos e dependendo da classificação das amostras de solo em estudo, foram indicadas algumas soluções de melhoramento.

Conclusivamente, os solos em estudo foram classificados como solos argilosos, mais especificamente Argilas Magras de pouca plasticidade, sendo considerado pelo MACOPAV um tipo de solo admissível para reutilização em aterro, podendo ser de difícil implementação devido à baixa resistência ao corte, como verificado pela SETRA. Como sugestões de solução de melhoramento, as mais indicadas pela SETRA são o tratamento com cal, a compactação média e o arejamento.

Keywords

Clays, "Aveiro Clays", Geotechnical Characterization, Landfills Road

Abstract

Present in large part of the region of Aveiro, the "Aveiro Clays" constitute the Sedimentary Basin of Aveiro. Formed by physical or chemical changes of the feldspatitic rocks, the clays are soils composed of small particles whose thin fraction contains minerals such as kaolinite and illite.

As a foundation for study of this dissertation, the main objective is to bring in to focus the geotechnical characterization of the clays from the arrangement "Clays of Aveiro", by the accomplishment of laboratory tests for to classify the samples of study, thus able to investigate the possible implementation in road embankments.

Hitherto, a bibliographic research was performed concerning to "Clays of Aveiro", formation and properties, methods of characterization of soils and consequent existing classifications.

In a more theoretical aspect, were investigated methods of stabilization / improvement of soils, more accurately method of chemical stabilization using lime or cement. Through these methods and depending on the classification of soil samples in a study, were shown some improvement solutions.

To conclude, the soils in this study were classified as clay soils, more specifically Thin Clays of low plasticity, being considered by MACOPAV a permissible type of soil for reuse in landfill, it may be difficult to implement because of the low resistance to cutting, as verified by SETRA. As suggestions solutions for improvement, the most indicated by SETRA are the treatment with lime, the compaction average and the airing.

ÍNDICE

Índice	I
Índice de figuras	III
Índice de tabelas	V
1. Introdução.....	1
1.1. Enquadramento do Tema.....	1
1.2. Objectivos.....	2
1.3. Estrutura do trabalho	2
2. Enquadramento Geológico – Geotécnico.....	5
2.1. Formação “Argilas de Aveiro”	7
2.2. Algumas Propriedades das Argilas.....	10
2.2.1. Coesão	10
2.2.2. Capacidade de Troca Iónica, Catiónica e Aniónica.....	10
2.2.3. Granulometria.....	11
2.2.4. Superfície Específica	11
2.2.5. Expansibilidade	12
2.2.6. Plasticidade.....	12
3. Ensaio de classificação e caracterização mecânica de solos	15
3.1. Grandezas básicas.....	15
3.2. Determinação do teor em água (w_n)	17
3.3. Análise granulométrica.....	18
3.3.1. Peneiração.....	20
3.3.2. Sedimentação.....	21
3.4. Limites de consistência ou de Atterberg	22
3.4.1. Limite de Liquidez (W_L) pelo método da Concha de Casagrande	23
3.4.2. Limite de Plasticidade (W_p).....	24
3.4.3. Índice de Plasticidade (IP).....	26
3.4.4. Índice de Consistência (IC)	26
3.4.5. Actividade coloidal (A_c)	27
3.5. Valor de Azul-de-metileno (MB)	28
3.6. Equivalente de Areia	29
3.7. Expansibilidade	30
3.8. Ensaio de compactação tipo Proctor.....	31
3.9. C.B.R. (California Bearing Ratio).....	34
3.10. Classificação de Solos	37
3.10.1. Sistema Unificado de Classificação de Solos.....	39
3.10.2. Classificação para fins rodoviários.....	41
3.10.3. Classificação LCPC SETRA	42
4. Tratamento / Estabilização de solos.....	45
4.1. Estabilização Química	47
4.1.1. Estabilização de solos com cimento	47

4.1.2. Estabilização de solos com cal	49
5. Enquadramento das propriedades dos solos nas exigências das obras rodoviárias..	53
5.1. Materiais e métodos de estudo	53
5.2. Classificação das Amostras	56
5.3. Análise da aplicabilidade.....	70
5.4. Possíveis técnicas de melhoramento aplicáveis	74
6. Conclusões	77
6.1. Considerações finais	77
6.2. Conclusões Finais	77
6.3. Recomendações de trabalhos futuros	79
Referências Bibliográficas.....	81

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Localização da Bacia de Aveiro no esquema estrutural da Península Ibérica (Fonte: Soares et al. 1993).....	5
Figura 2. Localização das áreas de estudo nas Folhas 16-A e 16-C da Carta Geológica de Portugal (Fonte: Benta 2007)	6
Figura 3. Planta e Perfil Litoestratigráfico da Bacia de Aveiro (Fonte: Rocha 1993). 9	
Figura 4. Definição das grandezas básicas descritivas do estado físico dos solos (Fonte: Fernandes 2006).....	16
Figura 5. Célula radioactiva para determinação do teor em água e do peso volúmico (Fonte: Fernandes 2006).....	18
Figura 6. Gráfico usado para representação da curva granulométrica dos solos (Fonte: Fernandes 2006)	19
Figura 7. Peneiro usado na lavagem das amostras.....	20
Figura 8. Análise granulométrica – pesagem da amostra retida nos peneiros	21
Figura 9. Representação esquemática do significado físico dos limites de consistência (Fonte: Folque 1987).....	23
Figura 10. Equipamento para determinar o limite de liquidez – Concha de Casagrande (Fonte: Fernandes 2006)	24
Figura 11. Limites de consistência – porções finais dos ensaios	25
Figura 12. Ensaio de Equivalente de Areia – aspecto final da deposição do material grosseiro	30
Figura 13. Curva de compactação (Fonte: Santos 2008)	33
Figura 14. Ensaio de compactação Proctor – Compactação da amostra.....	34
Figura 15. Ensaio C.B.R. – moldes com amostras compactadas com diferentes energias	35
Figura 16. Ensaio C.B.R. – Preparação do molde na presa	36
Figura 17. Ensaio C.B.R. – Pormenor dos deflectómetros	36
Figura 18. Carta de Plasticidade de Casagrande (Fonte: Fernandes 2006).....	41
Figura 19. Classificação para Fins Rodoviários (Fonte: ASTM D3282-93)	42
Figura 20. Métodos para estabilização de solos (Fonte: Cruz et al. 2008)	46
Figura 21. Localização geográfica dos locais das amostras sob observação (Fonte: Google Maps)	53
Figura 22. Fase inicial de desagregação das amostras em fracções mais pequenas 55	
Figura 23. Curvas granulométricas das amostras de São Bernardo e de Vagos	57
Figura 24. Carta de Plasticidade de Casagrande – comparação de limites	61
Figura 25. Classificação Unificada – Amostras de São Bernardo e de Vagos	62
Figura 26. Classificação para Fins Rodoviários – Amostras de São Bernardo e de Vagos	63
Figura 27. Curva de Compactação da Amostra de São Bernardo.....	64
Figura 28. Curva de Compactação da Amostra de Vagos	65
Figura 29. Comparação gráfica da expansão da Amostra de São Bernardo	65
Figura 30. Comparação gráfica da expansão da Amostra de Vagos.....	66
Figura 31. Ensaio de CBR. Representação gráfica da relação Força/Penetração – Amostra de São Bernardo.....	66
Figura 32. Ensaio de IPI – Amostra de São Bernardo	67
Figura 33. Ensaio de IPI – Amostra de Vagos.....	67

Figura 34. Classificação SETRA. Relação entre MB e % passado peneiro nº 200 – Amostras de São Bernardo e de Vagos	68
Figura 35. Enquadramento das amostras de São Bernardo e de Vagos no quadro da classificação SETRA	69
Figura 36. Classes de Terrenos de Fundação (Fonte: MACOPAV 1995)	71
Figura 37. Constituição das plataformas – Camada de leito em materiais não ligados (Fonte: MACOPAV 1995)	73

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.	Principais características da unidade Argilas de Aveiro (Fonte: Benta 2007)	8
Tabela 2.	Capacidade de troca catiónica de alguns minerais argilosos (Fonte: Benta 2007)	11
Tabela 3.	Superfícies específicas de alguns minerais argilosos (Fonte: Benta 2007)	12
Tabela 4.	Valores de Plasticidade de alguns minerais argilosos (Fonte: Benta 2007)	13
Tabela 5.	Definição das grandezas básicas descritivas do estado físico dos solos (Fonte: Fernandes 2006)	16
Tabela 6.	Série de peneiros ASTM utilizada nas análises granulométricas para solos (Fonte: Faria 2005)	21
Tabela 7.	Classificação baseada no índice de plasticidade (Fonte: Faria 2005)	26
Tabela 8.	Classificação dos solos coerentes quanto à sua consistência (Fonte: Faria 2005)	27
Tabela 9.	Classificação das argilas com base na Actividade Coloidal (Fonte: Faria 2005)	27
Tabela 10.	Classificação dos solos consoante o valor de MB (Fonte: SETRA/LCPC 1992a)	29
Tabela 11.	Dimensões e Tipo de Compactação de Ensaio Proctor (Fonte: LNEC E197-1966)	32
Tabela 12.	Dimensões dos agregados (Fonte: LNEC 1974)	38
Tabela 13.	Classificação Unificada de Solos (Fonte: ASTM D2487-11)	40
Tabela 14.	Principais características da aplicação do cimento na estabilização de solos (Fonte: Cristelo 2001)	48
Tabela 15.	Resultados do cálculo do teor em água das amostras de São Bernardo e de Vagos	56
Tabela 16.	Distribuição granulométrica – Amostra de São Bernardo	58
Tabela 17.	Distribuição Granulométrica – Amostra de Vagos	59
Tabela 18.	Percentagens de materiais e valores de Equivalente de Areia das Amostras de São Bernardo e de Vagos	60
Tabela 19.	Valores de Limites e Índice de Plasticidade das Amostras de São Bernardo e de Vagos	60
Tabela 20.	Dados do Ensaio de Compactação Tipo Proctor – Amostras de São Bernardo e de Vagos	64
Tabela 21.	Potencial de expansibilidade de Solos (Fonte: MACOPAV 1995)	72
Tabela 22.	Potencial de expansibilidade da Amostra de São Bernardo	72
Tabela 23.	Classes de fundação (Fonte: MACOPAV 1995)	73
Tabela 24.	Condições de utilização de solos A ₂ h em aterros (Fonte: SETRA/LCPC, 1992b)	74

1. INTRODUÇÃO

1.1. Enquadramento do Tema

Predominantes na região de Aveiro, as “Argilas de Aveiro” estão presentes desde o Rio Vouga, a Nordeste, até ao Oceano Atlântico. Com maior espessura e maior ocorrência superficial no alinhamento Aveiro-Ílhavo-Vagos, esta formação tem fornecido matéria-prima para exploração das indústrias cerâmicas no Distrito de Aveiro.

Mas as argilas poderão ter várias utilidades no dia-a-dia. Isto porque o termo “Argila” consoante a sua função da formação profissional, técnica ou científica proporciona diferentes conceitos, variando de um Geólogo para um Agrónomo, ou de um Ceramista para um Engenheiro Civil, entre outros. Definitivamente, o conceito geral para o termo “argila”, refere que se trata de um produto terroso, constituído por componentes de dimensões diminutas (partículas menores que $2\mu\text{m}$), entre eles os minerais argilosos e, que apresenta na maior parte das vezes, plasticidade em meio húmido e endurece depois de seco.

Nesta dissertação procura-se estudar a aplicação da formação “Argilas de Aveiro” em aterros rodoviários.

Desde sempre, as obras rodoviárias têm vindo a progredir na sua estruturação, desde um simples caminho, às estradas do dia de hoje, constituídas por um conjunto de multi-camadas, que definem o pavimento. Abaixo deste, tem-se o solo de fundação, a parte inferior e superior do aterro e o leito de pavimento. Como parte deste trabalho, o solo de fundação tem como função o suporte do pavimento.

Assim, pretende-se verificar consoante as características geológico-geotécnicas das “Argilas de Aveiro”, se estas são indicadas para a utilização em aterros rodoviários, e caso sejam somente admissíveis, se é necessário proceder à estabilização do material através de técnicas de melhoramento de solos.

1.2.Objectivos

O principal objectivo deste trabalho é verificar a aplicabilidade dos materiais da Formação “Argilas de Aveiro”, nas exigências das obras rodoviárias, mais especificamente na sua utilização em aterros rodoviários.

Tal objectivo foi estudado através da:

- Realização de ensaios laboratoriais de caracterização mecânica das amostras recolhidas;
- Caracterização e classificação das amostras através de classificações universais de solos;
- Inserção das amostras estudadas nas exigências das obras rodoviárias, de acordo com o Manual de Concepção de Pavimentos;
- Breve estudo de exequíveis técnicas de melhoramento de amostras para possibilitar a sua aplicação, de acordo com a Classificação SETRA/LCPC;

Como objectivo secundário, pretende-se com a realização deste trabalho, acrescentar à bibliografia já existente, contribuindo para o conhecimento global das propriedades geológico-geotécnicas das “Argilas de Aveiro”.

1.3.Estrutura do trabalho

Através de uma breve descrição, distingue-se a estrutura do presente trabalho, constituído por seis capítulos. Assim, cada capítulo consiste:

O capítulo 1, “introdução” é referente ao enquadramento do tema, aos objectivos e a estrutura do trabalho.

O capítulo 2, “enquadramento geológico-geotécnico” faz referência à constituição das unidades estratigráficas da zona de Aveiro, à formação das Argilas de Aveiro e às propriedades das argilas.

O capítulo 3, “ensaios de classificação e caracterização mecânica de solos” apresenta as grandezas básicas dos solos, os ensaios de classificação e caracterização de solos existentes, bem como as classificações mais usuais para a classificação de solos.

O capítulo 4, “tratamento / estabilização de solos” é referente aos processos existentes para o tratamento e estabilização de solos, fazendo mais atenção à estabilização química (estabilização de solos com cimento ou com cal).

O capítulo 5, “enquadramento das propriedades dos solos nas exigências das obras rodoviárias” apresenta os materiais e os métodos de estudo usados ao longo deste trabalho, com a consequente classificação das amostras em estudo. Para completar, a análise da aplicabilidade faz referência à aplicação das amostras em estudo nas exigências das obras rodoviárias, bem como as possíveis técnicas de melhoramento aplicáveis às amostras.

O capítulo 6, “conclusões” apresenta as conclusões retiradas do trabalho desenvolvido. Neste capítulo são ainda apresentadas algumas propostas para investigação futura.

Em “referências bibliográficas” é apresentada a bibliografia consultada ao longo de todo este processo de pesquisa e desenvolvimento do trabalho.

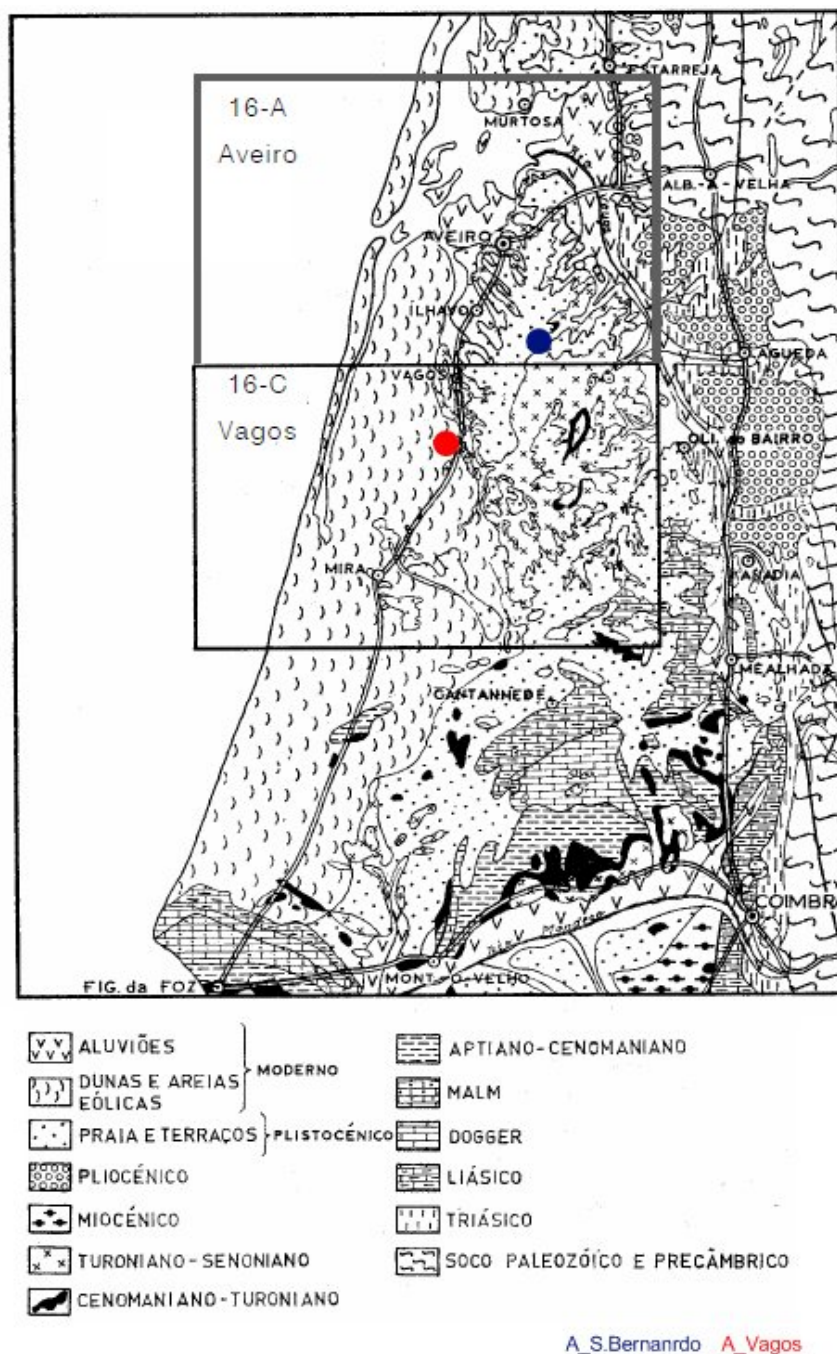


Figura 2. Localização das áreas de estudo nas Folhas 16-A e 16-C da Carta Geológica de Portugal (Fonte: Benta 2007)

O Cretácico tem um desenvolvimento crucial na região de Aveiro juntamente com os Depósitos Modernos. O Cretácico é constituído por várias camadas estratigráficas. A sua formação passa por arenitos margosos e argilosos esbranquiçados, acinzentados ou acastanhados e argilas negras, calcários margosos e margas cinzentas escuras que correspondem ao Cretácico Médio. A camada estratigráfica concernente à passagem do Cretácico Médio ao superior é figurada por uma quantidade de arenitos

claros que se pensam ter origem continental, com sobreposições de argila e leitos de aglomerado que tomam a designação de Arenitos de Mamodeiro. Concluindo a unidade Cretácica e sobrepondo-se aos Arenitos de Mamodeiro aparecem os Arenitos e argilas de Aveiro, designação esta atribuída aos materiais areníticos, siltíticos e argilíticos que são o objecto primordial de estudo.

Surgindo a Norte e a Este do rio Vouga e prolongando-se para Sul até Mira, os Arenitos e Argilas de Aveiro estão cobertos pelos Depósitos Modernos. Esta unidade é formada por aluviões actuais (lodos arenosos, lodos com conchas, areias lodosas e grosseiras), areias de duna e areias de praias antigas que arquitectam uma extensa superfície aplanada ao longo do Litoral, com uma espessura avantajada de dezenas de metros, possibilitando que as Argilas de Aveiro subjacentes emergjam nos contornos das depressões topográficas que conferem um aspecto dendrítico aos afloramentos (Benta 2007).

2.1. Formação “Argilas de Aveiro”

A formação "Argilas de Aveiro" exhibe uma litologia mutável entre argilas maciças de cores esverdeadas, acinzentadas ou avermelhadas; níveis carbonatados de calcários margosos; níveis silto-argilosos ou areno-argilosos; margas e dolomias, representando o termo do período Cretácico na Bacia Sedimentar de Aveiro.

A formação “Argilas de Aveiro” ao longo de milhões de anos sofreu modificações a nível litológico que se devem a acções dos episódios sedimentares inesperados. As variações a nível litológico podem ser, na sua maioria, atribuídas à compartimentação estrutural da bacia por via do controlo estrutural das áreas, fonte dos sedimentos, ou por via do controlo das amplitudes que cada episódio de deposição ou de erosão alcançou em tal local. Portanto, pode-se considerar seis sectores da Bacia Sedimentar de Aveiro, considerando só cinco sectores onde a formação das Argilas de Aveiro ostenta variabilidade litológica (Tabela 1).

Minerais como a Ilite, em maior grau, simultaneamente com a Esmectite e a Caulinite são os minerais argilosos preponderantes nos sectores citados anteriormente (Benta 2007).

Tabela 1. Principais características da unidade Argilas de Aveiro (Fonte: Benta 2007)

Sectores	Litologia	Mineralogia	Sondagens	Espessura (m)	Profundidade do topo (m)
Interior Nordeste	Argilas Arenosas	I K M FK, P, D Ge, Z, Py	JK 4 Cacia	5	4
Interior Central	Argilas arenosas; Argilas margosas	I K M FK, P, D (C) Op, Ge, S, Z	AC 6 S. Bernardo	50	8
			JK 10 Q. do Gato	26	8
Central	Argilas (margosas); margas e calcários margosos	I K M FK, P, D (C) Op, Ge, S, Z	JK 9/AC 7 Aveiro	66	8
			JK I Univ.	83	11
			JK I Moiti.	90	12
Litoral Central	Argilas (margosas); Margas (gresosas) e calcários margosos	I K M FK, P, D (C) Op, Ge, S, Z	AC I Base Aérea	148	56
			AC 4 Barra	150	70
			AC 2 F. Barra	160	22
			AC2 Bresfor.	80	58
			AC I Gaf. Enc.	133	31
			JK 2 Gaf. Aq.	82	52
			SJS Vagos	147	36
Interior Sudeste	Argilas arenosas	M K I FK, P, D, C Op, Z, Ge, S	RN 7 Bustos	12	9

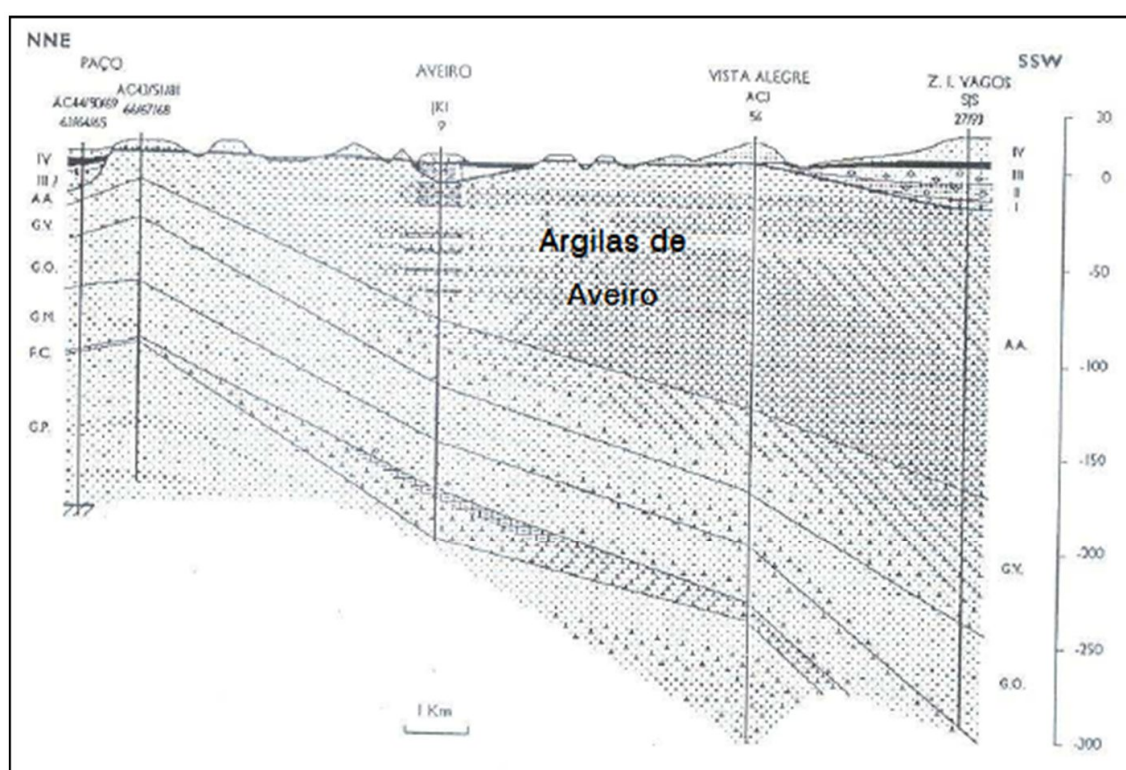
Minerais argilosos: **I** – Ilite; **K** – Caulinite; **M** – Esmectite

Minerais não argilosos: C – Calcite; P – Plagioclase; FK – Feldspato potássico; D – Dolomite

Minerais acessórios: Ge – Gesso; Op – Opala; S – Sulfatos; Py – Pirite; Z - Zeólitos

As "Argilas de Aveiro" ostentam um expressivo acréscimo de espessura nas zonas de Ílhavo, Vagos e das Gafanhas (série Cretácica) chegando mesmo a patentear espessuras superiores a 150 metros, nos sectores Central e Litoral Central (Figura 3).

A constituição textural das Argilas de Aveiro alterna quer lateralmente quer verticalmente, coabitando em cada sítio níveis mais argilosos, níveis mais silteosos e níveis mais arenosos. Todavia, pode depreender-se uma propensão geral, que começando dos sectores Central e Litoral Central, os mais silteosos e margosos, vê amplificado o teor da fracção argilosa no Sul destes sectores e ampliado o conteúdo da fracção arenosa nos ramos mais a Este (Benta 2007).



Legenda:

I, II, III, IV – Unidades I, II, III, IV

AC44/50/69, AC43/51/81, JKI, ACI, SJS – Sondagens em Póvoa do Paço, Paço,

Universidade de Aveiro, Vista Alegre e Zona Industrial de Vagos

A.A. – Argilas de Aveiro

G.V. – Grés de Verba

G.O. – Grés de Oiã

G.M. – Grés micáceo

F.C. – Formação carbonatada

G.P. – Grés da Palhaça

Figura 3. Planta e Perfil Litoestratigráfico da Bacia de Aveiro (Fonte: Rocha 1993)

2.2. Algumas Propriedades das Argilas

2.2.1. Coesão

Nas argilas gera-se uma abundante anuência entre partículas adjacentes devido às eminentes forças atractivas inter-partículas provenientes das forças de Van der Waals e de forças electrostáticas. Esta tensão atractiva, mecanicamente denominada de coesão, é autónoma da presença ou não de forças externas. (Benta 2007).

2.2.2. Capacidade de Troca Iónica, Catiónica e Aniónica

A capacidade de troca iónica significa a quantidade de iões que uma argila pode absorver e trocar. É consequência do desequilíbrio de cargas eléctricas que se devem, sobretudo, a substituições atómicas isomórficas que ocorrem na estrutura atómica dos minerais argilosos.

A avaliação da capacidade de troca iónica de uma argila pode ser feita através da avaliação da carga eléctrica das partículas argilosas segundo a medição do potencial electrocinemático (potencial zeta).

A capacidade de troca catiónica medida numa argila é a totalidade da capacidade de troca catiónica dos minerais argilosos com a capacidade de troca catiónica de outras substâncias que podem ingressar na sua composição, por exemplo, matéria orgânica.

O mineral argiloso que exprime menor capacidade de troca catiónica é a Caulinite porque a sua estrutura cristalina menos susceptível ao desencadeamento de cargas eléctricas não compensadas (Benta 2007).

Na Tabela 2 mostra-se a capacidade de troca catiónica de alguns minerais argilosos.

Tabela 2. Capacidade de troca catiónica de alguns minerais argilosos (Fonte: Benta 2007)

Mineral Argiloso	CTC (meq/100g)
Caulinite	3-15
Haloisite	5-50
Illite	10-40
Clorite	10-40
Vermiculite	100-150
Montmorilonite	60-150
Alofana	25-50

2.2.3. Granulometria

Numa argila estão patentes parâmetros cristaloquímicos e algumas propriedades que oscilam consoante as dimensões das partículas da fracção granulométrica encarada. Deste modo, a granulometria é uma das distintivas mais fulcrais das argilas que explica muitas das suas propriedades. Em mecânica de solos, estão correlacionadas à granulometria, propriedades como a plasticidade, a permeabilidade, a expansibilidade, a capilaridade, a sucção, compressibilidade e resistência ao corte de argilas (Benta 2007).

2.2.4. Superfície Específica

Segundo Benta (2007), “a superfície específica de uma argila é definida como a área da superfície externa mais a área da superfície interna (caso ela exista) das partículas constituintes, por unidade de massa.”.

A superfície específica de uma argila, como se pode deduzir é indicadora do comportamento reológico porque as argilas com elevadas superfícies específicas mostram elevada ampliação por molhagem e contracção por secagem, elevados índices de plasticidade, e quando saturadas, a sua resistência ao corte é praticamente inválida.

O processo de determinar com exacto rigor a superfície específica é o método do azul-de-metileno.

Na Tabela 3 está patente valores para a superfície específica de alguns minerais argilosos.

Tabela 3. Superfícies específicas de alguns minerais argilosos (Fonte: Benta 2007)

Mineral Argiloso	Superfície específica (m²/g)
Caulinite de elevada cristalinidade	Até 15
Caulinite de baixa cristalinidade	Até 50
Haloisite - 10Å	Até 60
Illite	50-100
Montmorilonite	150-800
Clorite	40-80
Vermiculite	500-100
Palygorsquite	149-190
Sepiolite	230-380

2.2.5. Expansibilidade

Juntamente com várias propriedades dos materiais argilosos, incluindo a superfície específica, a capacidade de troca catiónica, a natureza dos iões de troca, o grau de consolidação, o teor de matéria orgânica e a presença de agentes de cimentação entre partículas, encontram-se as variações volumétricas resultantes de variações a nível dos teores de água nos solos argilosos.

A expansão das argilas é uma das numerosas constatações de que as moléculas de água são sobejamente atraídas pelos minerais argilosos.

Os agentes controladores da expansibilidade e do desenvolvimento das pressões de expansão são a composição mineralógica da fracção argilosa, a concentração e a natureza da solução intersticial, o arranjo textural (“fabric”) das partículas e a resistência ao corte dos contactos entre partículas, em muito condicionada pela presença e pelo tipo de cimentação (Benta 2007).

2.2.6. Plasticidade

Para algumas gamas de teores de água, as argilas manifestam comportamento plástico. No entanto, quando secas apresentam plasticidade muito reduzida ou mesmo nula.

A plasticidade das argilas deve-se, sobretudo, à composição mineralógica, predominando esmectite nas argilas mais plásticas, illite nas argilas de plasticidade intermédia e caulinite nas argilas de baixa plasticidade (Tabela 4).

Tabela 4. Valores de Plasticidade de alguns minerais argilosos (Fonte: Benta 2007)

Mineral	Limite de Liquidez,	Limite de Plasticidade,
Montmorilonite	100-900	50-100
Nontronite	37-72	19-27
Illite	60-120	35-60
Caulinite	30-110	25-40
Haloisite hidratada	50-70	47-60
Haloisite desidratada	35-55	30-45
Atapulgite	160-230	100-120
Clorite	44-47	36-40
Alofana	200-250	130-140

A plasticidade é similarmente atingida por factores como a natureza das trocas iónicas; a cristalinidade dos minerais argilosos e sua distribuição granulométrica; o teor em água; a natureza e concentração iónica das soluções intersticiais; a história geológica da argila, particularmente no que concerne ao grau de diagénese.

Em mecânica de solos, o intervalo de teores de água para o qual se presenciará comportamento plástico é numericamente traduzido pelo índice de plasticidade (IP) (Benta 2007).

3. ENSAIOS DE CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE SOLOS

Segundo Fernandes (2006), “grande parte da superfície da Terra, ..., está coberta por solos ou maciços terrosos”. Sabendo de antemão que existe uma grande variedade de solos com variadas características, quer na sua constituição quer na sua forma, foi necessário ao longo do tempo recorrer a sistemas de caracterização de solos, para assim ser possível a sua classificação, englobando o tipo de solos em grupos mais restritos consoante as suas características geotécnicas.

Sistemas esses que se centram na realização de ensaios para análise do solo, recorrendo a conhecimentos qualitativos e quantitativos, de modo a, que hoje em dia a caracterização de solos possa ser efectuada de forma prática e de fácil compreensão. Os conhecimentos qualitativos e quantitativos são adquiridos através da identificação visual e táctil e de ensaios laboratoriais, respectivamente.

3.1. Grandezas básicas

Apesar de existir uma grande quantidade de solos com diferentes características, os solos no geral, são um aglomerado de partículas minerais resultante da acção natural, isto é, por exemplo, da desagregação ou decomposição de rochas, da acção da água, do gelo e do vento ou da vida animal ou vegetal.

O estado físico dos solos é descrito como sendo constituído por três partes, a partícula sólida, água e ar, definidos pelos seus volumes e pesos (Figura 4). Tais parâmetros relacionam-se entre si definindo as grandezas constituintes de cada solo (Tabela 5), sendo as mais importantes, o teor em água, o peso volúmico e o peso volúmico das partículas.

É de realçar que as grandezas físicas de um solo estão inter-ligadas entre si, isto é, no caso do teor em água, quanto maior for num solo, o grau de saturação e o peso volúmico terão valores elevados (Fernandes 2006).

Tabela 5. Definição das grandezas básicas descritivas do estado físico dos solos (Fonte: Fernandes 2006)

Grandeza	Símbolo	Definição	Unidades	Observações
Índice de vazios	e	$\frac{V_v}{V_s}$	-	-
Porosidade	n	$\frac{V_v}{V}$	-	Exprime-se em %
Grau de Saturação	S	$\frac{V_w}{V_v}$	-	Exprime-se em %
Teor em água	w	$\frac{W_s}{W_s}$	-	Exprime-se em %
Peso Volúmico	γ	$\frac{W_s + W_w}{V}$	kN/m ³	Quando S=100%, designa-se em regra por peso volúmico saturado com o símbolo γ_{sat} .
Peso Volúmico seco	γ_d	$\frac{W_s}{V}$	kN/m ³	-
Peso Volúmico submerso	γ'	$\gamma - \gamma_w$	kN/m ³	γ_w é o peso volúmico da água
Peso Volúmico das partículas sólidas	γ_s	$\frac{W_s}{V_s}$	kN/m ³	Em geral está no intervalo 25,5 – 27,5.
Densidade das partículas sólidas	G	$\frac{\gamma_s}{\gamma_w}$	-	Em geral está no intervalo 2,6 – 2,8.

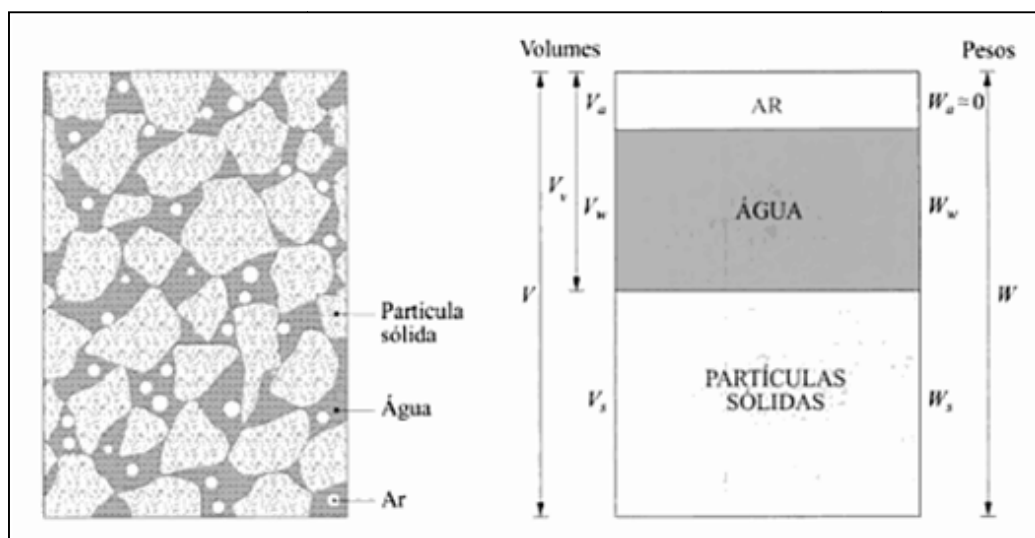


Figura 4. Definição das grandezas básicas descritivas do estado físico dos solos (Fonte: Fernandes 2006)

Para uma dada porção de solo, temos diferentes fases, sendo,

V_s : volume da matéria sólida

V_w : volume de água

V_a : volume de ar

V_v : volume de vazios = $V_a + V_w$

V : volume total (= $V_s + V_a + V_w$)

W_s : peso da matéria sólida

W_w : peso de água

W_a : peso de ar (≈ 0)

W : peso total (= $W_s + W_w + W_a$)

3.2.Determinação do teor em água (w_n)

Sendo uma das grandezas com mais importância para a caracterização dos solos, o w_n pode ser determinado laboratorialmente pelo método da secagem em estufa ou “*in-situ*” pelo método baseado na radioactividade.

O primeiro método, realizado de acordo com a Norma NP EN 1097-5, consiste na determinação da quantidade total de água livre presente numa amostra de agregado, através da secagem em estufa e com pesagens sucessivas, até determinar a massa constante do provete seco. Isto porque a diferença entre as massas húmidas e a massa seca, resulta na massa de água no provete, à qual se divide o valor da massa do provete seco, de modo a determinar o w_n .

O segundo método, determina o w_n em camadas de solo acabado de compactar, através de um nucleodensímetro (Figura 5) cujo procedimento consiste na emissão de neutrões quer a partir da superfície do terreno (“transmissão indirecta”) quer a partir do interior do mesmo (“transmissão directa”). O w_n do solo será proporcional à intensidade da resposta captada pelo receptor do nucleodensímetro (Fernandes 2006).

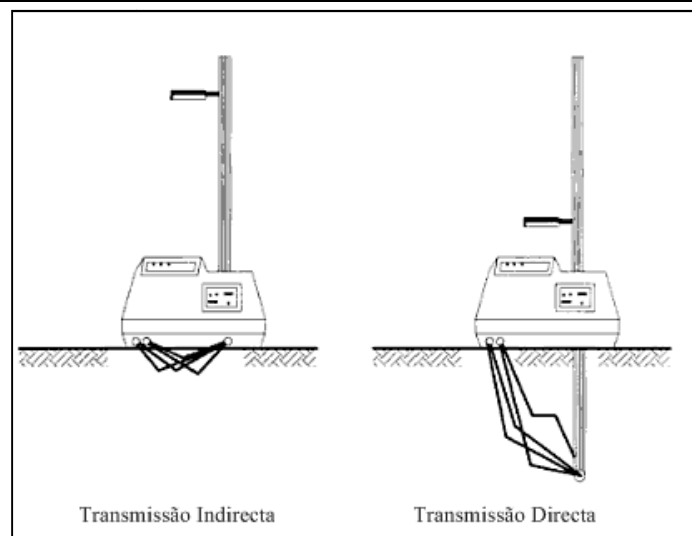


Figura 5. Célula radioactiva para determinação do teor em água e do peso volúmico (Fonte: Fernandes 2006)

3.3. Análise granulométrica

É através da análise granulométrica que se fica a conhecer verdadeiramente a constituição de um solo, se tem mais partículas finas ou partículas grossas, visto que numa classificação visual não é cem por cento fiável diferenciar solos com características idênticas.

Consistindo assim numa expressão gráfica (Figura 6) do processo de separação granulométrica (separação de partículas por diferentes diâmetros), a análise granulométrica fornece uma melhor informação acerca da graduação e da uniformidade das partículas constituintes do solo, através de parâmetros que constituem a curva granulométrica, tais como, o declive, a extensão, a presença ou não de patamares e a percentagem de fracção fina (Benta et al. 1997).

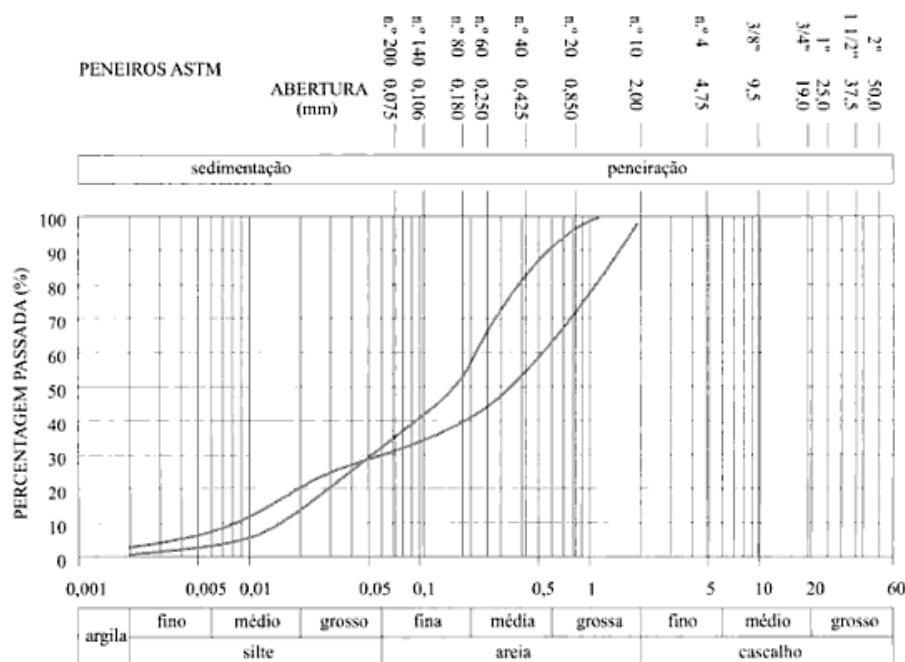


Figura 6. Gráfico usado para representação da curva granulométrica dos solos
(Fonte: Fernandes 2006)

Da curva granulométrica também são facultadas grandezas que fortalecem a quantificação do tipo de solo em análise. É o caso dos diâmetros efectivos, D_{10} , D_{30} e D_{60} e dos coeficientes de uniformidade (C_U) e de curvatura (C_C).

Os diâmetros efectivos evidenciam a percentagem das partículas que um solo tem, inferior ao diâmetro efectivo correspondente.

O C_U , dado pela Equação 1, evidencia até que ponto um dado solo pode ser bem ou mal graduado, consoante a variação das dimensões das partículas que o constitui, seja elevada ou baixa. Assim, uma granulometria é uniforme, quando o seu C_U é unitário, e será tanto maior quanto mais extensa for a curva granulométrica.

$$C_U = D_{60} / D_{10} \quad (1)$$

O C_C , dado pela Equação 2, também se relaciona com a curva granulométrica, visto que se entre o diâmetro efectivo D_{10} e D_{60} , a curva tiver uma representação equilibrada das percentagens de finos, o solo será encarado como bem graduado para valores de C_C num intervalo de um a três (Fernandes 2006).

$$C_C = (D_{30}^2 / (D_{10} * D_{60})) \quad (2)$$

A distribuição granulométrica pode ser estudada por dois processos, o método de peneiração indicado para solos com partículas de maiores dimensões e o método da sedimentação para partículas de menores dimensões.

3.3.1. Peneiração

O procedimento de realização da determinação da curva granulométrica pelo método da peneiração em Portugal, está apresentado na Norma NP EN 933-1:2000, e consiste na:

- 1) Secagem da amostra em estufa e registo da sua massa com precisão à centésima da grama;
- 2) Peneiração da amostra num peneiro de lavagem (0,075 mm) com adição de água, promovendo a desagregação das partículas;
- 3) Secagem da amostra retida no peneiro de lavagem (Figura 7) em estufa e registo da sua massa com precisão à centésima;
- 4) Peneiração da amostra num conjunto composto por peneiros que constam na Tabela 6;
- 5) Determinação e registo das massas das fracções retidas em cada peneiro; utilizando uma balança com precisão à centésima.



Figura 7. Peneiro usado na lavagem das amostras

Tabela 6. Série de peneiros ASTM utilizada nas análises granulométricas para solos
(Fonte: Faria 2005)

Peneiro (ASTM)	Abertura (mm)
¾ "	19,00
3/8"	9,500
Nº 4	4,750
Nº10	2,00
Nº20	0,850
Nº40	0,425
Nº60	0,250
Nº140	0,106
Nº200	0,075

Após todas as pesagens e respectivos registos (Figura 8), são determinadas as percentagens referentes à quantidade de solo retido em cada peneiro, bem como a percentagem passada e a percentagem passada acumulada.

A curva granulométrica sendo uma representação gráfica da constituição do solo, é definida pelos valores da percentagem passada acumulada no eixo das ordenadas (em escala decimal) e pelos valores das aberturas dos peneiros no eixo das abcissas (em escala logarítmica) (Faria 2005).



Figura 8. Análise granulométrica – pesagem da amostra retida nos peneiros

3.3.2. Sedimentação

Segundo Fernandes (2006), “o processo de sedimentação consiste em misturar o solo (parte da fracção passada no peneiro nº200) com água destilada e observar em seguida o processo de sedimentação das partículas”.

Tal processo deve ter inicialmente em conta a separação das partículas do solo, não formando “flocos” entre si, de modo a que a sedimentação não seja prejudicada, porque quanto maior for a dimensão das partículas maior é a velocidade de sedimentação.

A velocidade de sedimentação de uma partícula é dada pela Equação 3, de acordo com a lei de Stokes, onde D é o diâmetro de uma partícula esférica e γ_s o seu peso volúmico, num líquido de viscosidade η e peso volúmico γ_w .

$$v_s = \frac{g}{18} \frac{\gamma_s - \gamma_w}{\eta} D^2 \quad (3)$$

3.4.Limites de consistência ou de Atterberg

Consoante o teor em água (w_n) num solo, este pode tomar diferentes estados, podendo ser líquido, plástico, semi-sólido ou sólido, caso se reduza o w_n de um solo constituído por partículas finas. Às diferentes transições do estado do solo, correspondem os limites de Atterberg, que caracterizam o solo de acordo com a sua plasticidade.

Assim, do estado líquido para o estado plástico, a variação do w_n é representado pelo limite de liquidez; do estado plástico ao estado semi-sólido pelo limite de plasticidade e o limite de retracção delimita o estado semi-sólido do estado sólido, como se demonstra na Figura 9, sendo este último limite onde o w_n é inferior “do qual a perda de água por evaporação não provoca perdas de volume”

Usados como base em diversas classificações de solos, mais especificamente na Classificação Unificada e na Classificação para Fins Rodoviários, os limites de Atterberg são uma forma de medida quantitativa de um aspecto qualitativo dos solos.

Em aplicações de Engenharia, os limites de consistência têm a sua importância, porque caso um solo onde predomine a fracção fina, as variações das características dessas mesmas fracções manifestam-se com maior sensibilidade no conjunto do solo, sendo assim necessária a determinação dos limites de consistência bem como o coeficiente de actividade da fracção fina (Benta et al. 1997).

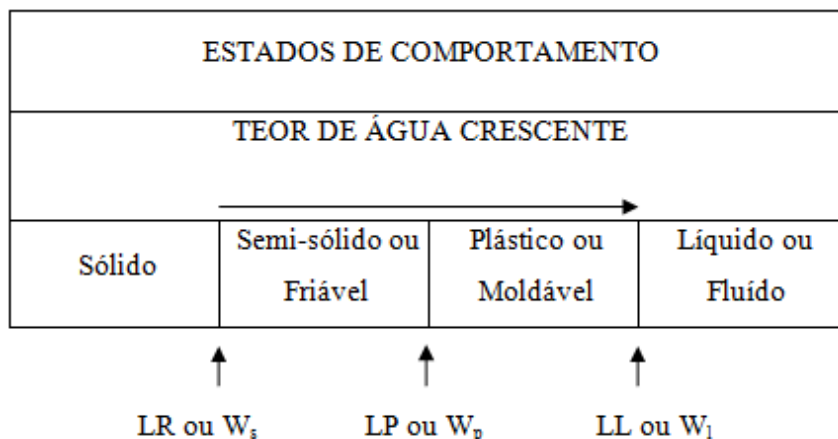


Figura 9. Representação esquemática do significado físico dos limites de consistência (Fonte: Folque 1987)

A determinação destes parâmetros faz-se de forma algo empírica, pela realização dos ensaios cujo procedimento está de acordo com a Norma NP 143:1969. De acordo com esta norma, a determinação destes parâmetros, tanto w_l como w_p , “...é somente aplicável a solos com cerca de 30% ou mais de massa, de partículas de dimensões inferiores a 0,05 mm. Ficam, portanto excluídos os solos predominantemente arenosos, para os quais o ensaio, mesmo quando possível, perde o seu significado.

3.4.1. Limite de Liquidez (w_l) pelo método da Concha de Casagrande

O w_l de um solo é o teor de humidade que separa o estado de consistência líquido do plástico e para o qual o solo apresenta uma pequena resistência ao corte. O ensaio utiliza a Concha de Casagrande (Figura 10), onde tanto o equipamento quanto o procedimento são normalizados pela Norma NP 143:1969, consistindo:

1. Desagregação das partículas de cerca de 500g da amostra a ensaiar, num almofariz, fazendo passar a amostra desagregada pelo peneiro de malha quadrada de 0,420 mm (peneiro nº 40 ASTM);
2. Do material passado, adquirir 100g da amostra para amassar juntamente com água destilada, com recurso a uma espátula, de modo a obter uma pasta homogénea;
3. Colocação na concha de Casagrande de uma pequena porção da pasta amassada criando uma camada com 1 cm de espessura e com a superfície nivelada;

4. Proceder a técnica do ensaio, abrindo um sulco longitudinal na camada colocada na concha, com o riscador e accionando o processo de elevação e queda da concha, a um ritmo constante, contando-se o número de golpes que é necessário aplicar para que o sulco se feche na extensão de 1 cm;
5. Remoção de uma porção do solo da concha e determinação do seu teor em água (w_n) (Figura 11);
6. Repetição do processo em mais três provetes que se preparam com sucessivas adições de água à pasta anteriormente obtida.

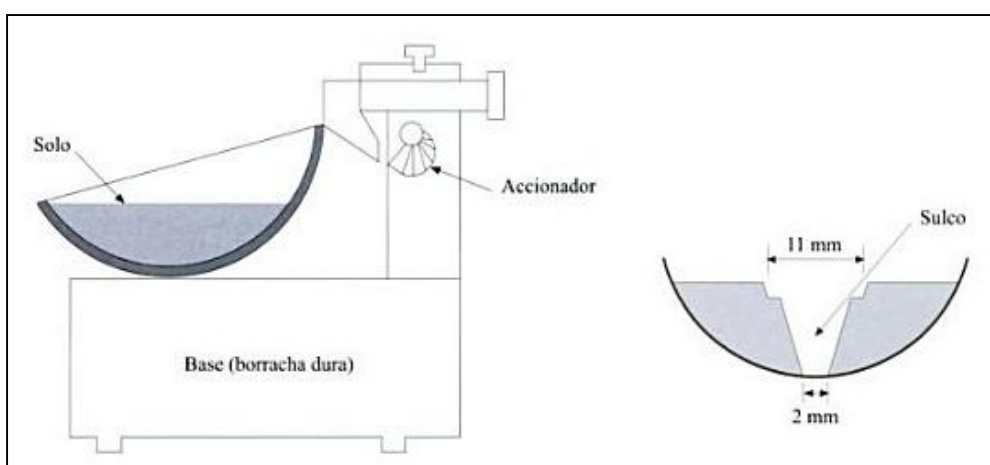


Figura 10. Equipamento para determinar o limite de liquidez – Concha de Casagrande (Fonte: Fernandes 2006)

Uma vez concluído o ensaio, registam-se os valores obtidos num gráfico semilogarítmico, onde no eixo das abcissas (em escala logarítmica), marca-se o número de pancadas para cada ponto de ensaio, correspondendo no eixo das ordenadas (em escala aritmética), os valores dos teores em água e traça-se a curva que une os pontos assim definidos.

O w_l da amostra ensaiada é dado pelo teor em água que corresponde a um número de pancadas igual a 25.

3.4.2. Limite de Plasticidade (W_p)

O w_p pode ter diferentes explicações, desde ao facto de equivaler a um teor de humidade do solo, onde as propriedades físicas da água não se igualam às da água livre ou ao facto até de se tratar do teor de humidade mínimo, onde a coesão é pequena para

permitir deformação mas suficientemente alta para garantir a forma. Mais especificamente, o w_p é o extremo inferior do intervalo de variação do teor de humidade no qual o solo apresenta comportamento plástico (Soares et al. 2006).

O ensaio para a determinação do limite de plasticidade, de acordo com a Norma NP 143:1969, consiste:

1. Desagregação das partículas de cerca de 100g da amostra a ensaiar, num almofariz, fazendo passar a amostra desagregada pelo peneiro de malha quadrada de 0,420 mm (peneiro nº 40 ASTM);
2. Do material passado, adquirir 20g da amostra para amassar juntamente com água destilada, com recurso a uma espátula, de modo a obter uma pasta homogénea;
3. Moldagem de quatro pequenas esferas de diâmetros sensivelmente iguais, de modo a ser possível a moldagem dessas esferas entre a palma da mão e uma placa de vidro, transformando-a num filamento; quando o filamento atinge um diâmetro de cerca de 3mm, volta-se a moldar a esfera e a rolá-la de novo até que se atinja a rotura de um filamento com cerca de 3mm de diâmetro devido a secagem do solo;
4. Determina-se então o teor em água (w_n) dos filamentos obtidos (Figura 11).

O w_p da amostra é calculado pela média dos teores de água determinados para os quatro provetes.



Figura 11. Limites de consistência – porções finais dos ensaios

3.4.3. Índice de Plasticidade (IP)

O IP consiste na diferença entre o limite de liquidez (w_l) e o limite de plasticidade (w_p) (Equação 8), representando a extensão do intervalo de teores em água no qual o solo apresenta comportamento moldável.

$$IP = W_l - W_p \quad (8)$$

Com base neste índice, criou-se mesmo uma classificação, a qual se apresenta na Tabela 7.

Tabela 7. Classificação baseada no índice de plasticidade (Fonte: Faria 2005)

IP	CLASSIFICAÇÃO	DESCRIÇÃO
0% - 1%	Não plástico	Silte
1% - 5%	Ligeiramente plástico	Silte com traços de argila
5% - 10%	De baixa plasticidade	Silte com pouca argila
10% - 20%	De plasticidade média	Argila e silte
20% - 35%	De alta plasticidade	Argila siltosa
> 35%	Muito plástico	Argila

3.4.4. Índice de Consistência (IC)

O IC tem como objectivo situar o teor em água (w_n) do solo num intervalo de interesse para a utilização prática, entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade, isto é, ao subdividir os solos finos em moles, médios ou rijos, estamos a situa-los no estado plástico. Por outro lado, o IC também situa os solos muito moles no estado líquido e os duros no estado semi-sólido.

Quantitativamente, cada um dos tipos pode ser identificado quando se tratar de argilas saturadas, pelo seu IC (Equação 9).

$$IC = (W_l - W_n) / IP \quad (9)$$

Na Tabela 8 apresenta-se a classificação dos solos coerentes quanto à sua consistência.

Tabela 8. Classificação dos solos coerentes quanto à sua consistência (Fonte: Faria 2005)

IC	CONSISTÊNCIA
< 0	Líquida
0 a 0.25	Muito mole
0.25 a 0.5	Mole
0.5 a 1.0	Pouco mole
1.0 a 2.0	Consistente
2.0	Muito consistente

3.4.5. Actividade coloidal (Ac)

A Ac, foi definida por Skempton, onde a variação do IP, é inversamente proporcional à fracção argilosa (fracção composta pelas partículas de dimensão inferiores a 2µm), expressa pela Equação 10.

$$Ac = IP / (\% \text{ de finos de dimensão } < 2\mu) \quad (10)$$

Na Tabela 9, apresenta-se a classificação das argilas em função dos valores de Ac proposta por Skempton.

Tabela 9. Classificação das argilas com base na Actividade Coloidal (Fonte: Faria 2005)

CLASSIFICAÇÃO	Ac
Argilas inactivas	< 0.5
Argilas pouco activas	0.5 a 0.75
Argilas normais	0.75 a 1.25
Argilas activas	1.25 a 2.0
Argilas muito activas	> 2.0

Evidencia-se que as argilas activas exibem propriedades plásticas para uma vasta gama de teores de água. Acredita-se que este facto resulta da forte interacção existente entre as forças de superfície das partículas e as moléculas de água.

3.5. Valor de Azul-de-metileno (MB)

O ensaio para a determinação do MB de um solo consiste de acordo com a Norma NP EN 933-9:2002, em adicionar sucessivos incrementos de uma solução de azul-de-metileno numa suspensão em água do provete com amostra a ensaiar.

Realizando o ensaio de manchas num papel de filtro, pretende-se verificar se o provete absorve a solução corante após cada adição dos sucessivos incrementos e quando se obter uma auréola ao redor da mancha, confirma-se a presença de corante livre, calculando o MB.

De uma forma mais faseada, o ensaio consiste em obter um provete de 200g, no mínimo, em pó representativo da amostra a estudar, passado no peneiro de 75 μ , sendo posteriormente disperso em 500 ml de água destilada com uma junção de 0,5 ml da solução corante de azul-de-metileno. De seguida, a suspensão é agitada com as sucessivas adições do corante, intervalando com os respectivos ensaios de mancha até aparecer a tal auréola, de cor azul clara à volta do rebordo da mancha (Smith et al. 1993).

O MB, é expresso em percentagem da massa de azul-de-metileno absorvida pela amostra, é expresso pela Equação 11, onde V (ml) é o volume total de solução de azul-de-metileno adicionado à suspensão para alcançar o ponto final e M (g) é a massa da amostra de ensaio.

$$MB = 0,1 V / M \quad (11)$$

De acordo com o “Guide Technique pour la Réalisation des Remblais et des Couches de Forme” pode mesmo, com base no MB classificar-se os solos conforme se verifica na Tabela 10.

Tabela 10. Classificação dos solos consoante o valor de MB (Fonte: SETRA/LCPC 1992a)

MB (g/100g de solo)	Descrição
$MB \leq 0,1$	Solos insensíveis à água
$0,1 < MB \leq 0,2$	Solos muito pouco insensíveis à água
$0,2 < MB < 1,5$	Solos com sensibilidade à água
MB = 1,5	Valor que distingue os solos areno-siltosos dos areno-argilosos
MB = 2,5	Valor que distingue os solos siltosos pouco plásticos dos mediantemente plásticos
MB = 6,0	Valor que distingue os solos siltosos dos argilosos
MB = 8,0	Valor que distingue os solos argilosos dos solos muito argilosos

3.6.Equivalente de Areia

Realizado quer para solos não plásticos e de baixa plasticidade, como para solos constituídos por argilas de alta plasticidade, por se tratar de solos onde é difícil determinar os limites de consistência, o ensaio de equivalente de areia permite avaliar a quantidade de matéria fina dos elementos plásticos, segundo uma escala convencional de 0 a 100, possibilitando definir com celeridade se um solo é ou não argiloso (Benta et al. 1997).

De acordo com a Norma NP EN 933-8:2002, o ensaio de equivalente de areia tem como princípio a colocação duma quantidade da amostra a estudar juntamente com uma quantidade de solução flocculante, numa proveta cilíndrica graduada. O conjunto é agitado manualmente, de modo a libertar as camadas de argila das partículas de areia. De seguida, de modo a forçar a suspensão das partículas mais pequenas para cima da areia, o conjunto é irrigado com mais solução flocculante.

O valor equivalente de areia é calculado pela altura do sedimento, somente passados 20 minutos, tempo destinado ao assentamento das partículas (Figura 12), sem perturbações nem vibrações.

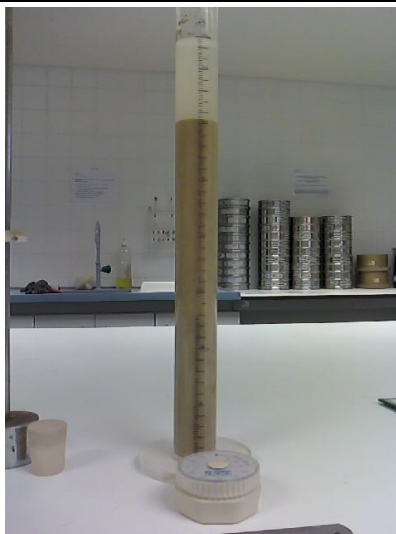


Figura 12. Ensaio de Equivalente de Areia – aspecto final da deposição do material grosseiro

Os solos não plásticos são os que apresentam valores de equivalente de areia superiores a 25%, sendo para valores inferiores a 20% necessário realizar a determinação dos limites de Atterberg ou até mesmo a determinação do MB (Benta et al. 1997).

3.7.Expansibilidade

Um solo pode ser tanto ou pouco expansivo conforme a variação do número e da dimensão dos espaços vazios entre as partículas do solo, visto que a fracção fina dos solos é propícia à alteração consoante a variação do teor em água (w_n).

Assim, quando estamos na presença de solos com minerais argilosos, o parâmetro da expansibilidade tem como principal função prever o comportamento dos solos relativamente a variações do teor em água (w_n), bem como definir uma prévia avaliação relativa à utilização ou não de solos argilosos para fins rodoviários (Faria 2005).

O ensaio de expansibilidade é realizado de acordo com a Especificação LNEC E198-1967, consistindo:

1. Desagregação das partículas de cerca de 100g da amostra a ensaiar, num almofariz, fazendo passar a amostra desagregada pelo peneiro de malha quadrada de 0,420 mm (peneiro nº 40 ASTM);
2. Secagem da amostra em estufa a uma temperatura de 60° C;

3. Montagem do aparelho de compactação colocando sobre a base a placa porosa e fixando o molde e respectiva alonga, para compactação do solo em duas camadas, com 50 compressões cada;
4. Após a compactação remoção da alonga e nivelamento do solo ao nível do topo da base, para fazer o registo do molde com o solo compactado;
5. Colocação do molde num recipiente, da placa perfurada, das placas de cargas e montagem de um deflectómetro, ajustando-o à placa perfurada para que a leitura inicial seja superior a zero;
6. Enchimento do recipiente com água destilada até ao nível da face superior da base do aparelho e registo das leituras no deflectómetro nos tempos previstos.

O ensaio considera-se por terminado quando, num espaço de tempo igual a 2 horas, os valores não sofrem qualquer alteração em duas leituras consecutivas.

O valor da expansão relativa, expresso em percentagem, é calculado pela aplicação da Equação 12.

$$((L_f - L_i) / H) \times 100 \quad (12)$$

Onde,

- L_f – leitura no deflectómetro da expansão no fim do período de imersão
- L_i – leitura no deflectómetro da expansão no início do período de imersão
- H – altura do provete antes da imersão

3.8. Ensaio de compactação tipo Proctor

Com o objectivo de facultar aos solos elevada resistência ao corte, baixa sensibilidade à água e baixa tendência para ocorrência de assentamentos devido a cargas aplicadas, o processo de compactação proporciona uma diminuição do índice de vazios e um aumento do peso volúmico seco, devido ao princípio do ensaio, que consiste num processo mecânico onde há uma aplicação repetida e rápida de cargas ao solo.

Assim para se obter uma melhoria das propriedades dos solos usados na construção rodoviária, há necessidade de previamente se utilizar os ensaios laboratoriais

de compactação tipo Proctor, de modo a serem determinados o teor em água ótimo e a massa volúmica aparente seca máxima correspondente (Santos 2008).

O tipo de compactação varia a energia de compactação entre leve e pesada, bem como o número de pancadas com recurso a um pilão de peso variável, abatendo de uma altura específica sobre cada uma das camadas de solo, conforme se verifica na Tabela 11.

Tabela 11. Dimensões e Tipo de Compactação de Ensaio Proctor (Fonte: LNEC E197-1966)

		Tipos de Compactação			
		Leve (Proctor Normal)		Pesada (Proctor modificado)	
Molde	Diâmetro (mm)	102	152	102	152
	Altura (mm)	117	114	117	114
Pilão (kg)		2,49	2,49	4,54	4,54
Altura de queda (cm)		30,5	30,5	47,5	47,5
Número de camadas		3	3	5	5
Número de pancadas por camada		25	55	25	55

A existência de dois tipos de energia aplicada na compactação juntamente com a variação do teor em água (w_n) de compactação origina diferentes curvas de compactação (Figura 13). As curvas de compactação são a representação gráfica do resultado da compactação, onde são fornecidos pares de valores (w , γ_d), porque para diferentes quantidades de água obtêm-se diferentes valores do peso volúmico seco (Santos 2008).

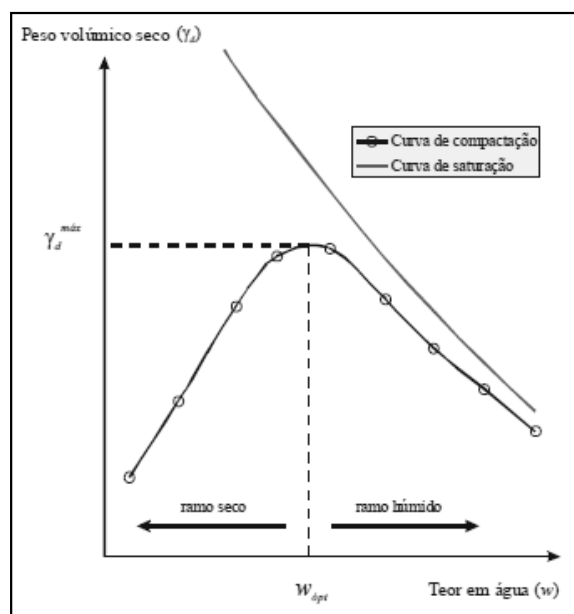


Figura 13. Curva de compactação (Fonte: Santos 2008)

O ensaio de compactação realiza-se de acordo com a especificação do LNEC E197-1966, cujo procedimento consiste:

1. Após secagem da amostra ao ar, desagrega-se os torrões e esquartera-se a amostra, passando esta pelo peneiro de 4,76 mm (nº4) e retiram-se seis porções, cada uma com o mínimo de dois quilos;
2. Registo do peso e do volume do molde de compactação a utilizar;
3. Mistura de cada uma destas fracções de solo com a quantidade de água considerada suficiente para que o teor de humidade varie de fracção para fracção em cerca de 2%;
4. Colocação da amostra no molde e montagem do conjunto da máquina de compactação;
5. Divisão de cada fracção em cinco partes iguais e compactação sucessivamente a cada uma delas, com 25 pancadas com o pilão pesado (Figura 14);
6. Registo do peso do molde com o solo compactado, previamente rasurado ao nível do molde;
7. Recolha de uma pequena porção para determinação do teor em humidade correspondente;
8. Repetição destas operações para as restantes fracções de solo humedecido.



Figura 14. Ensaio de compactação Proctor – Compactação da amostra

Uma vez determinados os valores da massa volúmica aparente seca e do teor óptimo de humidade, de todos os provetes ensaiados, desenha-se o gráfico traçando-se a curva de compactação.

3.9.C.B.R. (California Bearing Ratio)

O ensaio C.B.R. pretende com recurso a ensaios laboratoriais obter resultados dignos de representar as condições necessárias para a compactação de solos em obra.

Tendo como finalidade a determinação da resistência à penetração de um solo, o ensaio é realizado com recurso ao molde grande do ensaio de compactação Proctor, com as mesmas condições, isto é, com teor em água óptimo e massa volúmica aparente seca máxima, mas para diferentes energias de compactação, reflectindo-se no número de pancadas (12, 25 e 55 pancadas) dividido pelos três moldes (Figura 15), aplicado em cada uma das cinco camadas que constituem o molde.

Os resultados obtidos pelo ensaio C.B.R. dizem respeito às profundidades e às forças que resultam de penetrações efectuadas num molde de solo compactado com recurso a um pistão normalizado. Estes resultados dependem exclusivamente da massa volúmica aparente, ou do peso volúmico aparente do solo, bem como do teor em água de compactação (Faria 2005).



Figura 15. Ensaio C.B.R. – moldes com amostras compactadas com diferentes energias

O ensaio é realizado conforme a Especificação do LNEC E198-1967, cujo procedimento inicial já foi apresentado no processo de determinação da expansibilidade. Posterior ao tempo de embebição da amostra, o processo do ensaio C.B.R. consiste:

1. Remoção do molde do tanque de embebição, do tripé com o deflectómetro, da água interior do molde, das placas de carga, da placa perfurada com haste ajustável e do papel de filtro; deixar drenar o provete durante 15 minutos;
2. Registo do peso do molde com o solo para determinação da massa volúmica aparente e do peso de água absorvida;
3. Colocação da placa de carga em forma de anel no topo do provete; instalação do molde na prensa (Figura 16), centrado e ajustar o pistão; colocar as restantes placas com forma de ferradura, até completar o número de placas pretendido;



Figura 16. Ensaio C.B.R. – Preparação do molde na presa

4. Ajustar o pistão à superfície do solo, levando o dispositivo de leitura de forças a zero, e instalar o deflectómetro para leitura da deformação (Figura 17);



Figura 17. Ensaio C.B.R. – Pormenor dos deflectómetros

5. Aplicação da força por meio do pistão à velocidade de 1mm por minuto;
6. Registar as leituras dos valores da força, para penetrações de 0.5, 1.0, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 7.0, 8.0 e 10.0 milímetros;
7. Remover o molde da presa, proceder à desmoldagem do solo e colher uma pequena porção da amostra compactada para determinação do seu teor de humidade.

De acordo com E198-1967, “depois de completado o ensaio de penetração, traça-se a curva força *versus* penetração. A curva apresenta normalmente convexidade voltada para cima, mas por vezes o troço inicial apresenta concavidade, e neste caso, torna-se necessário fazer uma correcção, traçando a tangente à curva no ponto de inflexão; o ponto de intersecção da tangente com o eixo das penetrações torna-se como nova origem.”

O valor de C.B.R. expresso em percentagem, é determinado pela Equação 13.

$$\text{C.B.R.} = 100 * (X/Y) \quad (13)$$

Sendo:

- X a força expressa em kg – força correspondente a uma dada penetração
- Y a força, expressa em kg – força correspondente à mesma penetração num provete padrão

Geralmente, o C.B.R. é determinado a partir das forças corrigidas correspondentes às penetrações de 2.5 mm e 5.0 mm, dividindo-as pelas forças normalizadas respectivas e multiplicando os valores obtidos por cem.

3.10. Classificação de Solos

A classificação de solos tem maior domínio na Engenharia Civil, onde se pode prever a aptidão do solo como material de construção, bem como o seu comportamento em obra, baseando-se nas características dos solos, mais especificamente a granulometria e os limites de Atterberg.

Apesar de existir uma grande variedade de solos, a classificação de solos torna-se inexequível de definir uma determinada classe ou grupo que apresente as mesmas propriedades, porque há sempre diferenças a nível da granulometria e dos limites de consistência. Numa primeira impressão sobre os solos existe uma classificação baseada nas dimensões das partículas, sendo divididos em areias e cascalhos, siltes e argilas.

As areias e seixos são qualificados como solos grosseiros, incoerentes, onde pode ocorrer numa gama extensa de compacidades, sobretudo nas areias, sendo esta grandeza que determina fortemente o comportamento; os siltes, são conhecidos como solos que exibem muito pouca coesão, onde a sua granulometria é intermédia entre a

das areias e das argilas e as argilas são classificadas como solos em que a coesão é apreciável, onde a granulometria que possuem é muito fina atingindo dimensões coloidais, podendo apresentar resistências e deformabilidades muito variáveis (Folque 1987).

A Classificação Unificada e a Classificação para Fins Rodoviários são as classificações de solos mais usuais por serem as mais divulgadas e se enquadrarem em trabalhos no âmbito da engenharia. Mas numa primeira impressão aquando da observação da textura, da dimensão das partículas constituintes, da forma ou até da cor do solo, podemos a partir destes pontos efectuar uma “caracterização visual”, consistindo numa análise subjectiva comparada com as outras classificações.

Para a distinção entre argilas, siltes, areias e seixos tem-se como referência a separação de classes apresentada na Tabela 12, apesar de esta separação não traduzir totalmente de um ponto de vista prático uma classificação rigorosa, como o caso da distinção entre argila e silte, onde é necessário recorrer a processos manuais (Benta et al. 1997).

Tabela 12. Dimensões dos agregados (Fonte: LNEC 1974)

Argila	Inferior a 0,002 mm
Silte	0,002 a 0,06 mm
Areia	0,06 a 2 mm
Seixo	2 a 60 mm
Calha	60 a 150 mm
Pedra	Superior a 150 mm

3.10.1. Sistema Unificado de Classificação de Solos

A classificação SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos) ou USCS (*Unified Soil Classification System*) foi concebida por Arthur Casagrande com um inicial intuito de aplicar em pavimentos em aeródromos, sendo posteriormente usada por várias instituições na década de 50, onde os seus termos e procedimentos foram normalizados. Posteriormente a ASTM, publicou uma versão onde teve em consideração parâmetros referentes à distribuição e forma da curva granulométrica, ao IP e à compressibilidade dos solos (Benta et al. 1997).

Assim na classificação ASTM D2487-11, o primeiro passo consiste em incluir o solo num dos três grandes grupos referidos na classificação: solos grossos, solos finos e solos altamente orgânicos.

Os solos grossos são aqueles que contêm 50% ou mais de material superior ao peneiro nº200 ASTM. Solos finos são aqueles que contêm mais de 50% do material inferior ao peneiro nº200 ASTM. Os solos altamente orgânicos, com o símbolo de grupo Pt, podem identificar-se facilmente por inspecção visual, porque apresentam geralmente cor escura, deitam mau cheiro e frequentemente apresentam uma textura fibrosa.

Tanto os solos grossos como os solos finos dividem-se por sua vez em dois grupos. Assim, no primeiro, podem separar-se as areias dos seixos, designando-se por seixos os solos grossos que têm a percentagem maior da fracção retida no peneiro nº4 ASTM, sendo que nas areias a percentagem maior da fracção grossa passa no mesmo peneiro; no segundo, distinguem-se os solos que apresentam alta plasticidade daqueles em que a plasticidade é baixa ou média, sendo feita a separação com base no valor do w_L . Para $w_L > 50\%$ o solo apresenta alta plasticidade, pelo contrário, para $w_L < 50\%$ o solo apresenta baixa plasticidade (Tabela 13).

Tabela 13. Classificação Unificada de Solos (Fonte: ASTM D2487-11)

Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório (a)				Classificação do solo		
				Símbolo do grupo	Nome do grupo (b)	
SOLOS GROSSOS Mais de 50% retido no peneiro nº200	Cascalho mais de 50% da fracção grossa retida no peneiro nº4	Cascalhos limpos (c)	$C_U \geq 4$ e $1 \leq C_C \leq 3$ (e)	GW	Cascalho bem graduado (f)	
		Menos de 5% de finos	$C_U < 4$ e/ou $1 > C_C > 3$ (e)	GP	Cascalho mal graduado (f)	
		Cascalhos com finos (c)	Finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho siltoso (f), (g), (h)	
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso (f), (g), (h)	
	Areias 50% ou mais da fracção grossa passa no peneiro nº4	Areias limpas (d)	$C_U \geq 6$ e $1 \leq C_C \leq 3$ (e)	SW	Areia bem graduada (i)	
		Menos de 5% de finos	$C_U < 6$ e/ou $1 > C_C > 3$ (e)	SP	Areia mal graduada (i)	
		Areias com finos (d)	Finos classificados como ML ou MH	SM	Areia siltosa (g), (h), (i)	
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	SC	Areia argilosa (g), (h), (i)	
SOLOS FINOS 50% ou mais passado no peneiro nº200	Siltos e argilas $w_L < 50\%$	Inorgânico	$I_p > 7$ e situa-se na linha A ou acima desta (j)	CL	Argila magra (k), (l), (m)	
			$I_p < 4$ ou situa-se abaixo da linha A (j)	ML	Silte (k), (l), (m)	
		Orgânico	$\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$	OL	Argila orgânica (k), (l), (m), (n) Silte orgânico (k), (l), (m), (o)	
	Siltos e argilas $w_L \geq 50\%$	Inorgânico	I_p situa-se na linha A ou acima desta	CH	Argila gorda (k), (l), (m)	
			I_p situa-se abaixo da linha A	MH	Silte elástico (k), (l), (m)	
		Orgânico	$\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$	OH	Argila orgânica (k), (l), (m), (p) Silte orgânico (k), (l), (m), (q)	
	Solos altamente orgânicos, principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico				Pt	Turfa

Os seixos (G) e as areias (S) subdividem-se ainda em quatro grupos cada, designados pelos seguintes símbolos: seixos (GW, GP, GM, GC) e areias (SW, SP, SM, SC). Os símbolos usados têm como significado, a designação do tipo de solo, pela primeira letra, e a qualificação do mesmo, pela segunda letra, isto é, bem graduado (W), mal graduado (P), com silte, siltoso (M) e com argila, argiloso (C). A inclusão do solo

grosso em cada um destes grupos depende da quantidade e natureza dos finos e ainda da forma da curva granulométrica.

Os solos finos, de baixa e média plasticidade, dividem-se em três grupos (ML, CL e OL) e os de elevada plasticidade dividem-se também em três grupos (MH, CH e OH). Tal como para os solos grossos, a primeira letra designa o tipo de solo e a segunda qualifica o solo, isto é, baixa ou média plasticidade (L) e alta plasticidade (H).

A separação entre os solos siltosos (GM, SM) e argiloso (SG, SC), bem como entre siltes (ML, MH) e argilas (CL, CH), faz-se a partir da apreciação das características plásticas da sua fracção fina, que depende do valor da relação IP/LL , através da carta de plasticidade de Casagrande (Figura 18) (Silva 1974).

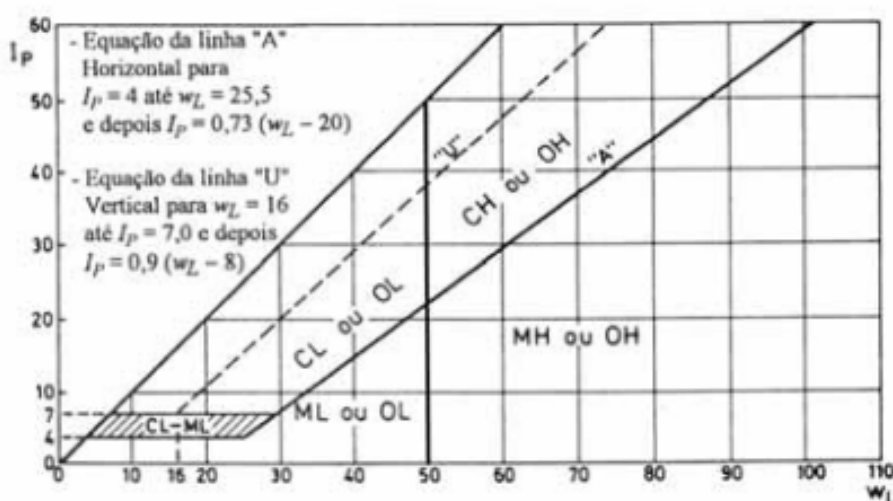


Figura 18. Carta de Plasticidade de Casagrande (Fonte: Fernandes 2006)

3.10.2. Classificação para fins rodoviários

A Classificação para Fins Rodoviários é originária de alterações da classificação do *Bureau of Public Roads* (BPR), cuja prova era organizar os solos a partir da elaboração de ensaios simples, caso da análise granulométrica por peneiração e da determinação dos limites de Atterberg.

Recomendada pela *American Association of State Highway Officials* (AASHO), a classificação ASTM D3282-93, tem sido aplicada no reconhecimento de solos para construção de pavimentos rodoviários em todo o mundo.

Esta classificação (ilustrada na Figura 19) baseia-se efectivamente como referido anteriormente em ensaios simples (W_p , IP e granulometria) e compõe-se, em duas

partes, uma da classificação propriamente dita, com classes de A-1 a A-7, e outra de um índice de grupo, com um número inteiro de 0 a 20, que define a qualidade do material para as camadas sob o pavimento, sendo fraca para índice de grupo elevados (Benta et al. 1997).

Classificação Geral	Materiais Granulares (35% ou menos passado no peneiro nº200)							Materiais Silto-Argilosos (mais de 35% passado no peneiro nº200)			
Classificação em Grupos	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
	A - 1 - a	A - 1 - b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Granulometria:											
% passado no peneiro:											
Nº 10 (2,0 mm)	50 máx.										
Nº 40 (0,42 mm)	30 máx.	30 máx.	51 mín.								
Nº 200 (0,075 mm)	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Característica da fracção passada no peneiro nº 40											
Limite de Liquidez (%)				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de Plasticidade (%)	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo (IG)	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedra, pedregulho		Areia fina	Pedregulhos ou areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento com subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

Figura 19. Classificação para Fins Rodoviários (Fonte: ASTM D3282-93)

3.10.3. Classificação LCPC SETRA

De acordo com a SETRA/LCPC (1992a), os diferentes sistemas de classificação de solos e de materiais rochosos até agora propostos foram estabelecidos com a finalidade de servir o engenheiro em todas as diferentes áreas de Engenharia Civil, onde estes materiais são afectados (terraplenagens, fundações, estabilidade de taludes, fundação de pavimentos). Essa busca pela universalidade provou ser demasiado ambiciosa, levando assim à procura de classificações específicas para cada área referente ao uso próprio destes materiais.

Todo o solo ou material rochoso pode ser armazenado usando este a classificação SETRA desde que os valores dos parâmetros que invoca sejam conhecidos e os ensaios para a determinação dos mesmos sejam reconhecidos como significativos sobre o solo ou o material rochoso em questão.

A classificação SETRA/LCPC (1992a) centraliza-se em três parâmetros, os parâmetros de natureza, de comportamento mecânico e de estado. Salienta-se que os parâmetros estão sempre determinados na fracção 0/50mm, que não é mais do que a fracção que pode ser identificada pelos ensaios laboratoriais.

3.10.3.1. Parâmetros de natureza

Estes parâmetros relacionam-se com as características intrínsecas, isto é, que não variam, no tempo ou durante os vários processos sofridos pelo solo durante a sua execução. Os parâmetros utilizados dizem respeito à granulometria e à qualidade da argila.

A granulometria é delineada por vários parâmetros, sendo o mais importante, o parâmetro $D_{\text{máx}}$ que se traduz pelo tamanho máximo das partículas dum solo, sendo decisivo para antecipar trabalhos de terraplenagens e, em especial para avaliar a espessura das camadas individuais bem como as condições para a eventual mistura com ligantes.

Por outro lado, o parâmetro referente à qualidade da argila é definido por dois valores: o IP e o MB. O I_p é o parâmetro mais comum para caracterizar o teor de argila do solo. O MB expressa a quantidade e qualidade geral da argila contido no solo.

3.10.3.2. Parâmetros de comportamento mecânico

Estes parâmetros são tidos em conta na avaliação da possibilidade de utilização do solo em leitos de pavimento, possibilitando a distinção de solos com fracção granular que possam suportar o tráfego e conseqüente uso na construção de leito de pavimento.

Os parâmetros de comportamento mecânico que são considerados na classificação SETRA são: os coeficientes de Los Angeles (LA) e o micro-Deval na presença de água (MDE), medidos na fracção granular 10/14 e o coeficiente de fragilidade das areias (FS) medido na fracção granular 0/1 ou 0/2 mm.

3.10.3.3. Parâmetros de estado

Não sendo inerentes ao solo, os parâmetros de estado dependem do ambiente em que estão inseridos.

A classificação SETRA distingue cinco estados hídricos, sendo eles:

- Estado “muito húmido” (*th*), que é retratado por um estado de humidade muito elevada, não permitindo a reutilização do solo em condições técnico-económicas, caso seja necessário;
- Estado “húmido” (*h*), que se reflecte num estado de humidade elevada, onde o solo pode ser reutilizado, através de técnicas de melhoramento (arejamento, tratamento, aterros de baixa altura, entre outros);

- Estado de “humidade média” (m), que representa o estado de humidade óptimo (mínimo de restrições para execução);
- Estado “seco” (s), que é retratado por um estado de humidade baixa, mas ainda permitindo a aplicação em disposições especiais (rega, compactação);
- Estado “muito seco” (ts), onde não é permitido a reutilização do solo por se tratar de um estado de humidade muito baixa.

Os estados de humidade do solo são classificados pelos seguintes parâmetros:

- A posição do teor de água natural (w_n) da fracção 0/20 do material em relação ao teor óptimo do Proctor normal que é expresso pela relação entre o teor de água natural com o teor em água óptimo, considerando-se como um parâmetro de estado fiável para qualificar os estados s e ts .
- A posição do teor de água natural (w_n) em relação aos limites de Atterberg (w_l e w_p) que é expresso pelo índice de consistência, permitindo caracterizar correctamente os cinco estados, mas só para solos finos mediantemente e muito argilosos que contenham pelo menos 80% a 90% de elementos inferiores a 400 μm .
- O índice de relevância imediata (IPI) que de acordo com a Norma Francesa NF P94-078, expressa o valor de CBR sem aplicação de cargas ou imersão de uma amostra compactada de solo à energia Proctor normal e ao seu teor em água (w_n). O IPI é em geral o parâmetro preferencial para caracterizar os estados h e th , perdendo o seu significado para os estados s e ts , visto que reflecte concretamente as dificuldades de circulação de veículo.

A classificação detalhada dos solos através de todos os parâmetros apresentados está presente em (SETRA/LCPC 1992b) no Anexo 1 da SETRA/LCPC (1992b) – “Tabelas de classificação dos materiais utilizados para a construção de aterros e leito de pavimento”.

4. TRATAMENTO / ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

A designação “estabilização do solo” é aplicada a qualquer processo que aprimore as propriedades de um solo e que lhe permita realizar e amparar a sua utilização destinada à engenharia. Os fundamentais objectivos da estabilização são o melhoramento da resistência do solo, a capacidade de suporte e a durabilidade em condições cíclicas (Gillott 1987).

As modificações às propriedades de um solo podem ser de ordem química, física e biológica. Uma vez que as características de um solo se modificam em intervalos de alguns metros, a selecção de um método de estabilização é, por norma, condicionada pelo número e tipo de solos sobre os quais este demonstrou ter uma acção efectiva (Cristelo 2001).

A estabilização dum solo visa facultar a aplicação de solos locais na construção de pavimentos rodoviários, que devido à sua pouca qualidade não poderiam ser empregados isoladamente, uma vez que não se apropriariam ao imposto pelas especificações para a construção de bases e sub-bases. Além desta circunstância, o uso de solos estabilizados em detrimento dos agregados naturais que são cada vez mais escassos, pode ter avultadas vantagens ambientais e económicas (Cruz et al. 2008).

Segundo Cruz et al. (2008), sob o ponto de vista ambiental, económico e de segurança, podem referir-se os seguintes benefícios:

- Minimização da perda de material ocasionada pela erosão ou pelo tráfego, nas estradas de terra;
- Redução dos custos de compra, transporte e distribuição de agregados;
- Redução dos materiais superficiais soltos ocasionadores de acidentes (problemas de visibilidade e derrapagens);
- Minimização da agressão ambiental causada pela instalação de pedreiras e britagem;
- Redução do uso de combustível associado às frequentes manutenções rodoviárias;
- Resguardo das jazidas de bons materiais para usos mais nobres.

Na Figura 20 ilustra-se em esquema algumas das técnicas mais usadas na estabilização de solos.

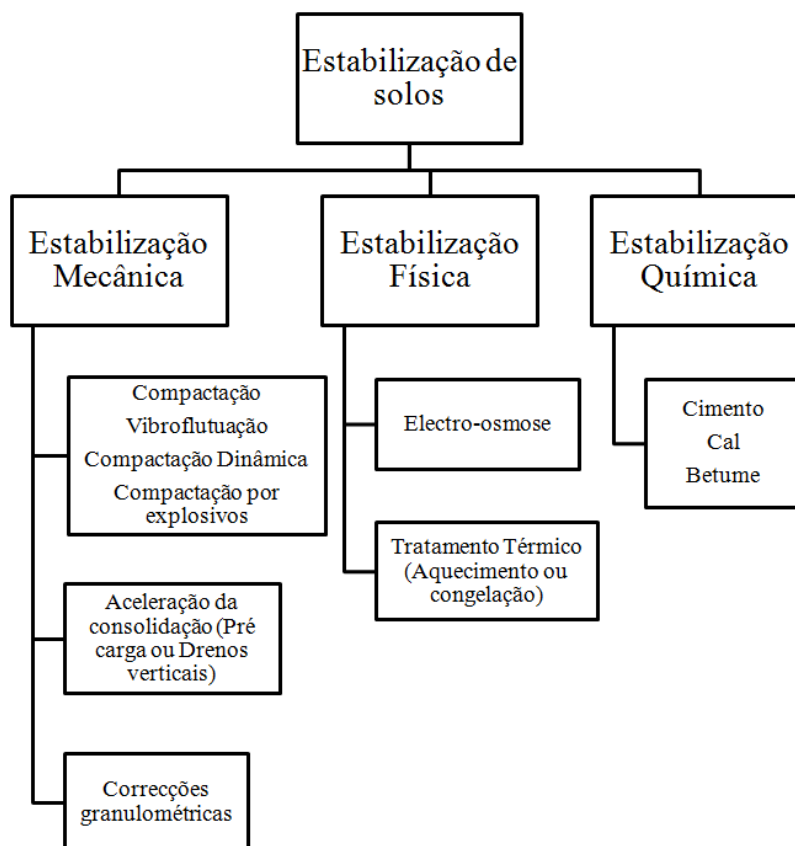


Figura 20. Métodos para estabilização de solos (Fonte: Cruz et al. 2008)

Concisamente, a estabilização mecânica procura aperfeiçoar as características dos solos através de um melhor arranjo das suas partículas sólidas e/ou recorrendo a rectificações da sua composição granulométrica. Na estabilização física as propriedades dos solos são alteradas através do uso do calor (ou frio) ou, da aplicação de um potencial eléctrico, enquanto na estabilização química as características dos solos são modificadas através da mistura com outros materiais (Cristelo 2001).

Neste trabalho irá ser abordado apenas a estabilização química, por se tratar do processo mais utilizado para a estabilização de solos para implementação em obras rodoviárias.

4.1. Estabilização Química

A estabilização química empregada em obras de pavimentação rodoviária recorre regularmente ao cimento, à cal, aos materiais betuminosos e às resinas.

O uso dos materiais acima mencionados, no tratamento de solos em obras de terraplanagens tem duas finalidades essenciais: benfeitorizar os solos muito húmidos, quer se tratem de solos “*in-situ*”, quer de solos a serem reutilizados; e fazer camadas de solo, razoavelmente rígidas e estáveis às oscilações hídricas, aptas a permitir o tráfego de obra e a arcar com a construção das camadas superiores.

O tratamento de solos com ligantes hidráulicos está cada vez mais em voga em Portugal devido às necessidades de carácter económico e por uma crescente preocupação ecológica (Cristelo 2001).

4.1.1. Estabilização de solos com cimento

Este tratamento pode ser usado em solos pouco plásticos ou não plásticos, com teores em água elevados para impedir a sua adequação aos trabalhos de terraplenagens. Os principais propósitos da utilização do cimento na estabilização de solos são a melhoria das características mecânicas e uma maior estabilidade comparativamente à variabilidade do teor em água.

A reduzida fracção argilosa, em solos pouco plásticos, não permite que a cal produza outro efeito a não ser a redução do teor em água, enquanto o tratamento com cimento consentirá não só uma reutilização dos materiais em aterro, assim como uma melhoria das características mecânicas, admitindo a sua utilização em camadas de leito do pavimento. Nos solos finos plásticos, as forças de ligação entre as partículas constituintes impedem uma apropriada mescla com o cimento. Portanto, é indispensável fraccionar essas ligações transformando o solo em pequenos grânulos, recorrendo ao tratamento com cal, deforma a que o cimento obre como elo dessas novas partículas incongruentes, melhorando notavelmente as propriedades do solo (Cristelo 2001).

As essenciais características do método de estabilização de solos com cimento encontram-se indicadas Tabela 14.

Tabela 14. Principais características da aplicação do cimento na estabilização de solos (Fonte: Cristelo 2001)

Tipo de acção do cimento	Efeito principal do cimento	Mecanismo básico de estabilização	Aplicações mais adequadas	Teor em cimento (peso)	Avaliação da influência do cimento	Variações das propriedades do solo				Técnica construtiva	Limitações
						Baridade	Lim. Liquidez	Lim. Plasticidade	Índice Plasticidade		
Aglutinante	Aumento da resistência mecânica por acção aglutinante	Hidratação do cimento e modificação dos minerais argilosos	Solos arenosos ou pouco argilosos	Solos A-2 5 a 9% Solos A-7 9 a 15%	Ensaio de durabilidade e de compressão	Diminui	Leve redução	Diminui	Diminui	Pulverização, mistura, compactação e cura	Solos Orgânicos
Modificadora	Diminuição da plasticidade acompanha da ou não de aumento da resistência	Modificação da argila e alteração da película de água	Argilas	0,5 a 4%	Limites de consistência e análise granulométrica	-	Varia	Aumenta	Diminui	Pulverização, mistura e compactação	Pequeno aumento de resistência

Os primordiais agentes que condicionam as propriedades físicas dos solos estabilizados com cimento são o tipo de solo, a quantidade de aditivos, o grau de mistura, o tempo de cura (ou de hidratação) e, por fim, a massa volúmica aparente seca da mistura compactada.

O cimento desempenha a sua acção estabilizante consoante o teor em cimento da mistura. O incremento da resistência mecânica devido à acção aglutinante do aditivo tem consequência decisiva quando os teores em cimento são mais elevados. Todavia, quando os teores em cimento são mais baixos existe uma alteração da fracção argilosa do solo, reflectindo-se na diminuição da plasticidade.

Consoante a quantidade de cimento aplicado nas misturas solo-cimento estas têm diferentes aplicações. A mistura solo-cimento compactado contém uma quantidade de cimento suficiente para provocar o seu endurecimento e é preparada com uma quantidade de água satisfatória para uma compactação adequada e para a hidratação do cimento. No caso da mistura solo corrigido com cimento, a percentagem de cimento é inferior e destina-se somente a corrigir determinadas propriedades físico-químicas do solo. Por fim, na mistura solo-cimento plástico a quantidade de cimento empregada é suficiente para possibilitar o seu endurecimento, e aquando o momento da aplicação é-lhe acrescentada água necessária para lhe conceder uma consistência análoga à das argamassas (Cristelo 2001).

4.1.2. Estabilização de solos com cal

A cal é amplamente usada para estabilizar solos nas sub-bases e sub-leitos na construção de estradas. Esta reage mais facilmente com solos argilosos em que o IP seja superior a 10. É normalmente aplicada ao solo na forma de pó ou como uma pasta e misturada por meios mecânicos.

O tratamento com cal torna o solo mais alcalino, (pH aumenta), traduzindo o solo mais aberto. Em solos argilosos usualmente há um incremento do limite plástico e uma diminuição do w_l que gera um declínio do IP (Gillott 1987).

4.1.2.1. Acção da cal nos solos

A troca iónica e a floculação são importantes reacções químicas que ocorrem na mistura de cal ao solo, equivalendo a reacção de troca de bases com os catiões cálcio fortes da cal pelos iões metálicos (sódio e hidrogénio) mais fracos na superfície das partículas. Com o acréscimo de cal ao solo húmido, este torna-se mais friável, a plasticidade diminui e a secagem do solo desenrola-se mais rapidamente, auxiliando a compactação e consequente resistência às chuvas pesadas.

A acção de cimentação é outra reacção da estabilização de solos com cal. Nesta, o cálcio da cal reage com os minerais aluminosos e siliciosos do solo formando novos compostos, tais como, gel de silicatos e aluminatos de cálcio, que tomam a função de cimentar as partículas do solo de um modo parecido à produzida pela hidratação do cimento Portland.

Por fim, a carbonatação consiste na absorção de dióxido de carbono (CO_2) do ar, reagindo com o hidróxido de cálcio da cal dando origem a carbonato de cálcio, resultando assim, no processo oposto da produção de cal. Os carbonatos originados pela carbonatação formam cimentos débeis, impedem a acção pozolânica e entram o alcance da resistência normal (Herrin et al. 1961).

4.1.2.2. Propriedades físicas das misturas solo-cal

A cal afecta algumas propriedades físicas dos solos. Apesar da insuficiência de dados experimentais, incapacitando a avaliação da interferência da cal sobre o solo, devido à privação de normas ou critérios adequados para comparação, há conformidade nas seguintes características físicas de um solo influenciado pela cal (Herrin et al. 1961).

➤ **Distribuição granulométrica**

Quando se adiciona cal a um solo de granulometria fina, a aglomeração ou floculação das partículas de argila é uma das transformações físicas presente, produzindo um solo mais grosseiro e mais friável.

➤ **Plasticidade do solo**

O w_p aumenta quando se juntam quantidades adicionais de cal ao solo, enquanto o w_l normalmente decresce com o aumento da quantidade de cal.

Em argilas altamente plásticas, os índices de plasticidade são atenuados com uma pequena quantidade de cal. No entanto, em solos menos plásticos só são afectados, ligeiramente, pela adição de cal.

➤ **Variação volumétrica**

As variações de volume que se dão nos solos resultam da aplicação de cal nos solos, causando um aumento do limite de retracção e uma diminuição da razão de retracção, consoante o teor em cal do solo. O limite de retracção está relacionado com o índice de plasticidade, isto é, quando o IP baixa devido ao aumento do teor em cal, o limite de retracção aumenta.

A cal também tem influência substancial na expansão dos solos. Quantidades adicionais de cal produzirão variações volumétricas decrescentes até um teor óptimo de cal.

➤ **Compactação e teor óptimo em água**

Segundo Herrin et al. (1961) “uma mistura solo – cal tem uma massa específica aparente mais baixa do que o solo original sem cal, quando compactada com o mesmo esforço, vindo a decrescer com o aumento do teor em cal ”

➤ **Resistência**

Não tendo sido usados como primordial propósito de obter o teor de cal desejável, devido ao facto que para outros estabilizantes do solo parece não haver um teor notável em cal que produza uma resistência máxima do solo estabilizado com cal, os ensaios de resistência têm servido para averiguar se uma mistura endurece suficientemente e anotar a influência de variados factores nas misturas solo-cal.

Assim, segundo Herrin et al. (1961), os principais factores que afectam a resistência das misturas são:

- Teor em cal: a resistência aumenta quando o teor em cal aumenta.

- Tipo de cal: segundo Herrin et al. (1961), “Laguros e Davidson indicaram que o tipo de cal influencia a resistência, mais precisamente as cais dolomíticas que produzem maiores resistências que as cais de alto teor de cálcio.”
- Tipo de solo: o aumento de resistência que a adição de cal pode produzir num solo depende das pozolanas existentes no solo, isto porque as pozolanas adequadas reagem prontamente com a cal, aumentando a resistência da mistura.
- Densidade: a resistência de uma mistura aumenta quando a mistura é compactada até uma mais elevada massa específica aparente por um esforço de compactação maior.
- Tempo de cura: a resistência dos solos estabilizados com cal aumenta com a idade, havendo um rápido aumento no começo do período de cura e a resistência torna-se cada vez menor à medida que a cura progride.
- Tipo de cura: dividindo-se entre cura em condições de teor de humidade e cura a temperaturas normais ou elevadas, os dois métodos diferenciam-se no facto de o primeiro estar relacionado com a velocidade de aumento de resistência e por outro lado, o segundo método não parece ser influenciado tanto pelo aumento de resistência como pelas variações de temperatura, isto porque tanto para baixas ou altas humidades do ar a variação de aumento de resistência é muito próxima.

➤ **Durabilidade**

A quantidade de cal intervém na durabilidade, pois esta tende a ampliar quando o teor de cal aumenta, porque as misturas com elevados teores de cal têm mais resistência à deteriorização; por outro lado, para o mesmo teor em cal, os provetes feitos com cal viva dolomítica têm maior resistência nos ensaios de gelo-degelo e molhagem-secagem do que os consumados com cal dolomítica hidratada.

A durabilidade das misturas também está comparada com o período de tempo em que a mistura é curada antes de ser submetida à meteorização. Assim, são muito desejáveis extensos períodos quentes de cura para ampliar a durabilidade (Herrin et al. 1961).

4.1.2.3. Métodos de construção

A construção de estradas com misturas solo-cal adquiriu métodos de construção mais uniformes após a junção de várias organizações (*American Road Builders*).

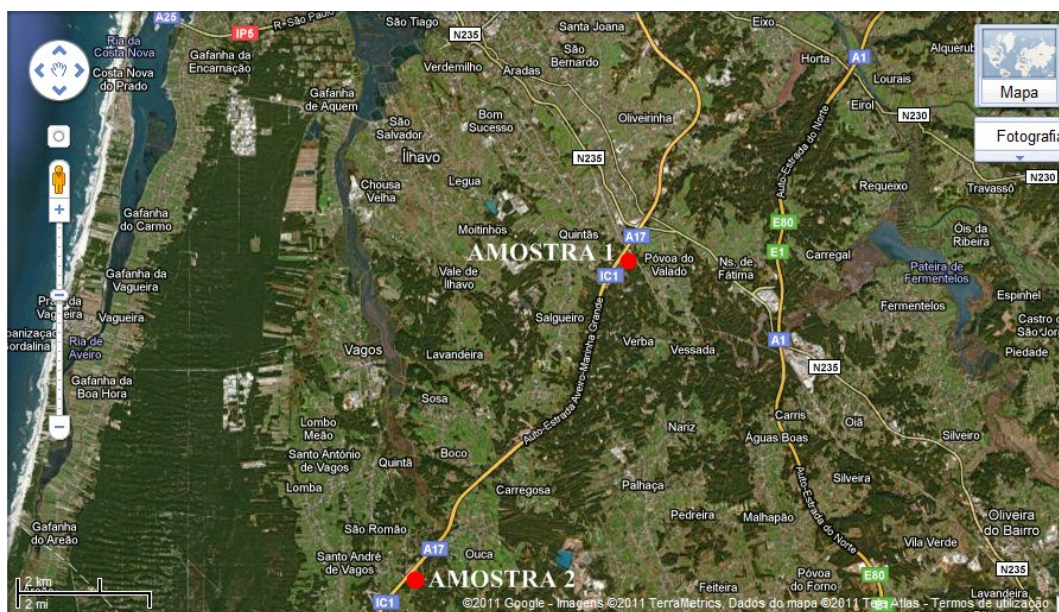
Segundo Herrin et al. (1961), os passos normalmente seguidos na construção de sub-bases, fundações e bases de solo estabilizado com cal são:

- Escarificação e pulverização do solo que deve ser feita através de um “motor grader” ou um pulvimixer, dependendo de um maior controlo da profundidade e de uma pulverização mais enérgica;
- Adição da cal ao solo sob forma de pó ou calda;
- Mistura de cal, solo e água realizada através de um “motor grader”, pulvimixer, grade de discos ou outro equipamento de mistura, podendo ser adicionando água, à medida que a mistura progride;
- Cura inicial das misturas solo-cal num estado solto de 24 a 48 horas depois da mistura;
- Mistura final onde é remexida e repulverizada, juntando água, para ajustar o teor em humidade;
- Compactação e acabamento realizado através de cilindros pneumáticos ou cilindros de pés de carneiro na compactação inicial, de um “motor grade” para regularização da superfície da camada superior e de um cilindro de rasto liso na compactação final, possibilitando à mistura uma espessura apropriada e uma compactação à densidade desejada;
- Colocação da camada de desgaste, somente no caso de se usar a mistura solo-cal como base, com a finalidade de evitar a abrasão da superfície.

5. ENQUADRAMENTO DAS PROPRIEDADES DOS SOLOS NAS EXIGÊNCIAS DAS OBRAS RODOVIÁRIAS

5.1. Materiais e métodos de estudo

De forma a concretizar os objectivos da presente dissertação, programou-se uma recolha de amostras em duas zonas argilosas de escavação. Zonas essas, situadas nas imediações da Auto-Estrada nº17, uma no lugar de Chão Velho – Póvoa do Valado (entre a saída de Aveiro Sul e de Ílhavo) e outra no lugar de Santo André de Vagos – Vagos (próximo à estação de serviço de Vagos) (Figura 21).



Legenda:

Amostra 1: Amostra de São Bernardo (LAT: 40.5727; LOG: -8.6158)

Amostra 2: Amostra de Vagos (LAT: 40.5091; LOG: -8.6656)

Figura 21. Localização geográfica dos locais das amostras sob observação (Fonte: Google Maps)

A amostra de São Bernardo fica situada numa zona em que a formação “Argilas de Aveiro” que apresenta uma cobertura de profundidade variável da era Quaternária, composta predominantemente pelos depósitos de praias antigas e terraços fluviais

(areias, areias com seixo, areias siltosas, areias argilosas e argilas). Por outro lado, o local de onde foi extraída a amostra de Vagos é semelhante ao local da amostra de São Bernardo, tendo como diferença a espessura da cobertura do Quaternário, visto que esta tende a diminuir para Oeste. A formação das Argilas de Aveiro na zona de Vagos tem maior espessura em relação à zona da Póvoa do Valado, sendo constituída por camadas de argilas avermelhadas ou acinzentadas.

Ambas as amostras numa primeira impressão visual, aquando da sua recolha, realçavam evidências de se tratar de solos argilosos, através da cor avermelhada com algumas variações entre o esverdeado ou o acinzentado e do aspecto tipo “barro” que o solo apresentava. Aspectos estes, que foram complementados com os ensaios laboratoriais, de modo a serem determinadas as características geotécnicas do solos, com a finalidade de se classificar consoante a sua utilização para fins rodoviários.

Assim, colheram-se várias amostras remexidas com recurso a equipamentos manuais, procurando garantir a representatividade do estrato correspondente. As amostras colhidas foram distribuídas por vários sacos, prevenindo estes a perda de humidade natural dos solos recolhidos.

Posteriormente, já em laboratório, procedeu-se à determinação do teor de humidade natural das amostras colhidas através da NP EN 1097-5:2002, arrumando de seguida as amostras em tabuleiros, deixando um tabuleiro com amostra a secar ao ar e colocando os restantes numa estufa, de modo a que os solos secassem, devido às elevadas humidades naturais.

Após a secagem, as amostras foram destorroadas com recurso a martelos. Esta tarefa foi particularmente difícil por se tratar de solos argilosos, nos quais os torrões maiores tinham uma consistência dura, tendo o cuidado de não alterar a dimensão dos grãos presentes nas amostras (Figura 22).



Figura 22. Fase inicial de desagregação das amostras em fracções mais pequenas

Para os locais sob estudo procedeu-se à análise granulométrica segundo a especificação NP EN 933-1:2000, determinaram-se os limites de consistência através da NP 143:1966, projectaram-se as amostras na carta de plasticidade e classificaram-se as amostras com base na Classificação Unificada de Solos (ASTM D 2487-85), na Classificação para Fins Rodoviários (AASHO) e na classificação SETRA/LCPC. As análises granulométricas consistiram numa primeira fase na desagregação das maiores partículas seguida de secagem a 60°C e posterior peneiração da fracção superior a 0,074mm (malha n.º 200 ASTM) e granulometria por Raios X (granulómetro SEDIGRAF) da fracção inferior a 0,074mm. No decorrer do trabalho foram realizados ensaios para fins mais específicos, nomeadamente, ensaios de compactação pesada (do tipo Proctor modificado) e ensaios CBR.

De modo sistemático, foram realizados, para os locais analisados, os seguintes ensaios laboratoriais:

- Análise granulométricas;
- Limites de consistência (limites de liquidez e limites de plasticidade);
- Determinação de teores em água natural.
- Ensaio de equivalente de areia;
- Determinação do valor do azul-de-metileno;
- Ensaios de compactação do tipo Proctor modificado;
- Ensaios CBR;

5.2. Classificação das Amostras

Como primeiro parâmetro a ser analisado após a recolha das amostras, o teor em água (w_n) evidenciou valores na ordem dos 13% para a amostra de São Bernardo e dos 20% para a amostra de Vagos, vindo em consenso ao observado aquando da recolha das amostras, isto é, a presença de uma maior quantidade de água na amostra de Vagos, evidenciando tratar-se de um solo mais argiloso, à primeira vista, que a amostra de São Bernardo, aspecto esse que se comprovou com a realização das análises granulométricas.

Tabela 15. Resultados do cálculo do teor em água das amostras de São Bernardo e de Vagos

		A_S. Bernardo	A_Vagos
recipiente	g	314,70	301,56
massa do tabuleiro + provete humido	g	1369,90	605,44
massa do tabuleiro + provete seco	g	1251,02	555,81
segunda pesagem do provete seco	g	1247,84	555,48
diferença de pesagens	g	3,18	0,33
	%	0,34	0,13
massa da água	g	122,0600	49,9600
massa do provete seco	g	933,1400	253,9200
teor de humidade	%	0,131	0,197
		13	20

Efectuaram-se duas análises para cada uma amostra, tanto pelo método de peneiração como pelo método de sedimentação, chegou-se à conclusão que a amostra de Vagos representa um solo com mais carácter argiloso do que o solo representado pela amostra de São Bernardo.

Nas Figuras e Tabelas seguintes apresentam-se os resultados obtidos pelos ensaios de granulometria.

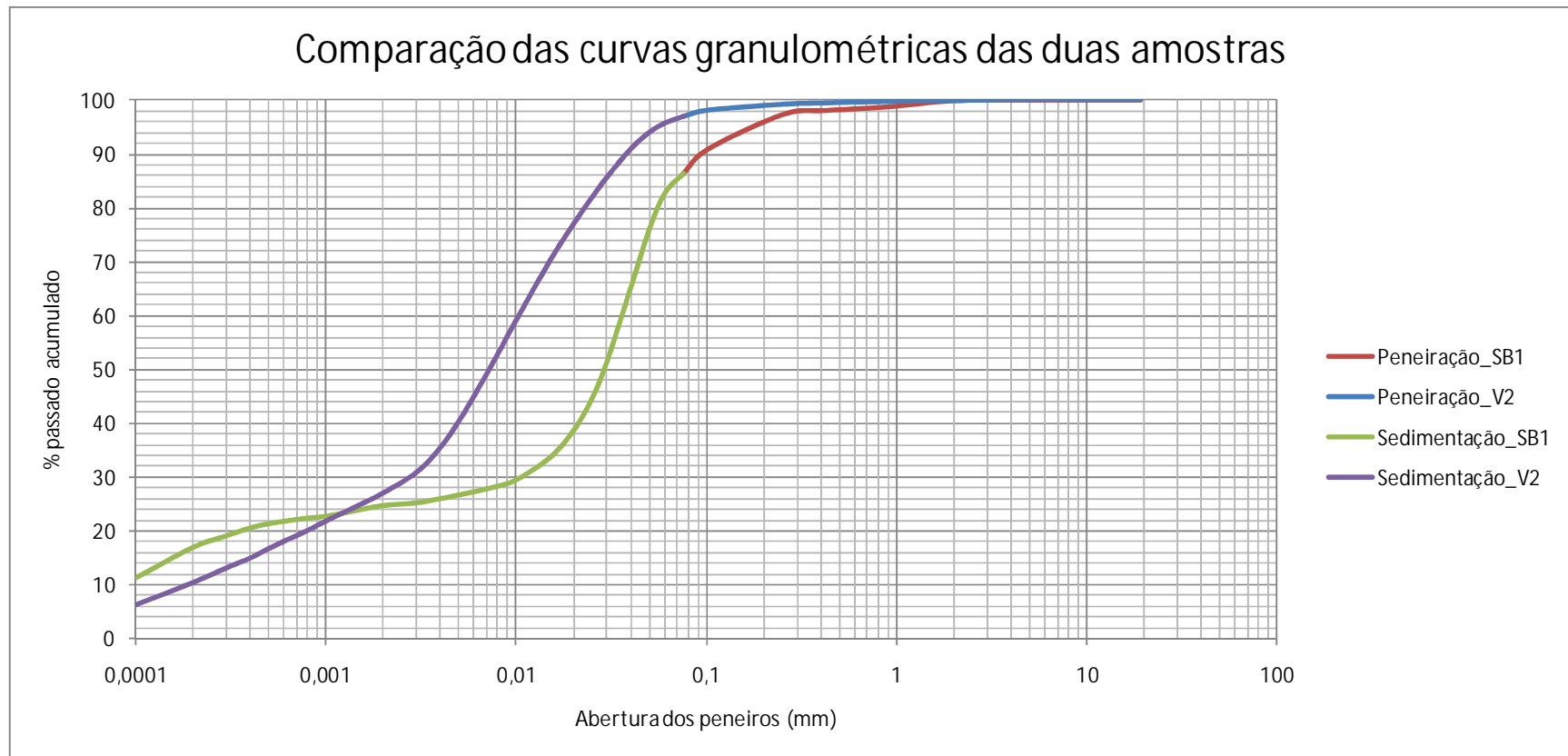


Figura 23. Curvas granulométricas das amostras de São Bernardo e de Vagos

Tabela 16. Distribuição granulométrica – Amostra de São Bernardo

		Amostra SB1			
n° peneiro	abertura	massa retida	% retido	%retido	% passado
	(mm)	(g)		acumulado	acumulado
3/4''	19	0,00	0	0	100
3/8''	9,50	0,00	0	0	100
4	4,75	0,00	0	0	100
10	2,00	0,23	0	0	100
20	0,85	2,54	1	1	99
40	0,420	1,33	1	2	98
60	0,250	1,59	1	3	97
140	0,100	13,85	6	9	91
200	0,075	9,39	4	14	86
Fundo		1,28			
		Amostra SB2			
n° peneiro	abertura	massa retida	% retido	%retido	% passado
	(mm)	(g)		acumulado	acumulado
3/4''	19	0,00	0	0	100
3/8''	9,50	0,00	0	0	100
4	4,75	0,48	0	0	100
10	2,00	0,69	0	1	99
20	0,85	4,24	2	3	97
40	0,420	2,73	1	4	96
60	0,250	3,76	2	6	94
140	0,100	21,29	10	16	84
200	0,075	12,18	6	22	78
Fundo		1,73			
Diâmetro (µm)	Diâmetro (mm)	Amostra SB1		Amostra SB2	
		Massa acumulada (%)		Massa acumulada (%)	
75	0,075	86,00		78,00	
60	0,06	95,8	82,81	94,5	74,10
50	0,05	88,3	76,33	88,2	69,16
40	0,04	75,9	65,61	77,7	60,93
30	0,03	59,9	51,78	63,1	49,48
25	0,025	51,8	44,78	55,1	43,21
20	0,02	44,8	38,73	47,2	37,01
15	0,015	38,9	33,63	40,2	31,52
10	0,01	34,1	29,48	35,1	27,52
8	0,008	32,7	28,27	33,4	26,19
6	0,006	31,5	27,23	32,2	25,25
5	0,005	30,8	26,62	31,7	24,86
4	0,004	30,0	25,93	30,9	24,23
3	0,003	29,1	25,15	29,8	23,37
2	0,002	28,5	24,64	29,2	22,90
1,5	0,0015	27,6	23,86	28,6	22,43
1	0,001	26,2	22,65	27,8	21,80
0,8	0,0008	25,8	22,30	27,4	21,49
0,6	0,0006	25,1	21,70	26,6	20,86
0,5	0,0005	24,6	21,26	26,1	20,47
0,4	0,0004	23,7	20,49	25,5	20,00
0,3	0,0003	22,0	19,02	24,3	19,05
0,2	0,0002	19,5	16,86	22,5	17,64
0,1	0,0001	12,9	11,15	19,8	15,53

Tabela 17. Distribuição Granulométrica – Amostra de Vagos

		Amostra V1			
n° peneiro	abertura	massa retida	% retido	%retido	% passado
	(mm)	(g)		acumulado	acumulado
3/4''	19	0	0	0	100
3/8''	9,50	0	0	0	100
4	4,75	0	0	0	100
10	2,00	0,16	0	0	100
20	0,85	0,14	0	0	100
40	0,420	0,18	0	0	100
60	0,250	0,17	0	0	100
140	0,100	1,22	1	1	99
200	0,075	2,07	1	2	98
Fundo		0,1			
		Amostra V2			
n° peneiro	abertura	massa retida	% retido	%retido	% passado
	(mm)	(g)		acumulado	acumulado
3/4''	19	0	0	0	100
3/8''	9,50	0	0	0	100
4	4,75	0	0	0	100
10	2,00	0,25	0	0	100
20	0,85	0,37	0	0	100
40	0,420	0,43	0	1	99
60	0,250	0,47	0	1	99
140	0,100	1,95	1	2	98
200	0,075	2,01	1	3	97
Fundo		0,39			
Diâmetro (µm)	Diâmetro (mm)	Amostra V1		Amostra V2	
		Massa acumulada (%)		Massa acumulada (%)	
75	0,075	98,00		97,00	
60	0,06	98,3	96,36	98,7	95,88
50	0,05	96,4	94,50	97,0	94,23
40	0,04	93,1	91,26	93,9	91,22
30	0,03	87,2	85,48	88,5	85,98
25	0,025	82,9	81,26	84,6	82,19
20	0,02	77,6	76,07	79,5	77,23
15	0,015	70,8	69,40	72,4	70,33
10	0,01	62,8	61,56	61,1	59,36
8	0,008	58,9	57,74	54,6	53,04
6	0,006	54,2	53,13	46,5	45,17
5	0,005	51,4	50,39	41,7	40,51
4	0,004	48,7	47,74	36,6	35,56
3	0,003	46,5	45,58	31,8	30,89
2	0,002	43,6	42,74	27,8	27,01
1,5	0,0015	41,5	40,68	25,5	24,77
1	0,001	38,0	37,25	22,4	21,76
0,8	0,0008	35,7	35,00	20,6	20,01
0,6	0,0006	32,4	31,76	18,5	17,97
0,5	0,0005	30,1	29,51	17,1	16,61
0,4	0,0004	26,9	26,37	15,3	14,86
0,3	0,0003	22,7	22,25	13,4	13,02
0,2	0,0002	17,2	16,86	10,6	10,30
0,1	0,0001	9,2	9,02	6,3	6,12

Tabela 18. Percentagens de materiais e valores de Equivalente de Areia das Amostras de São Bernardo e de Vagos

	Amostra São Bernardo	Amostra Vagos
% Areia	18	4
% Silte	58	69
% Argila	14	11
EA	21	0

Nota: As restantes percentagens que equivalem os 100% dizem respeito a material perdido na lavagem das amostras e retido nas malhas dos peneiros.

A amostra de São Bernardo na sua composição apresenta uma pequena percentagem de material arenoso, o que não acontece na amostra de Vagos, o que se vem a verificar nos resultados do ensaio de determinação do equivalente de areia, pois chegou-se a valores de $SE=21$ para a amostra de São Bernardo e de zero para a amostra de Vagos, demonstrando assim a pouca ou até a inexistência de areia.

Posteriormente, foram realizados os ensaios de determinação dos Limites de Atterberg através da NP 143:1969 para as duas amostras em estudo.

Na Tabela 19 apresenta-se os valores dos limites de consistência para as duas amostras ensaiadas e na Figura 24 está caracterizados os finos na carta de Casagrande através dos limites de consistência.

Tabela 19. Valores de Limites e Índice de Plasticidade das Amostras de São Bernardo e de Vagos

	Amostra São Bernardo	Amostra Vagos
w_L	34	44
w_p	15	19
IP	19	25

Carta de Plasticidade de Casagrande

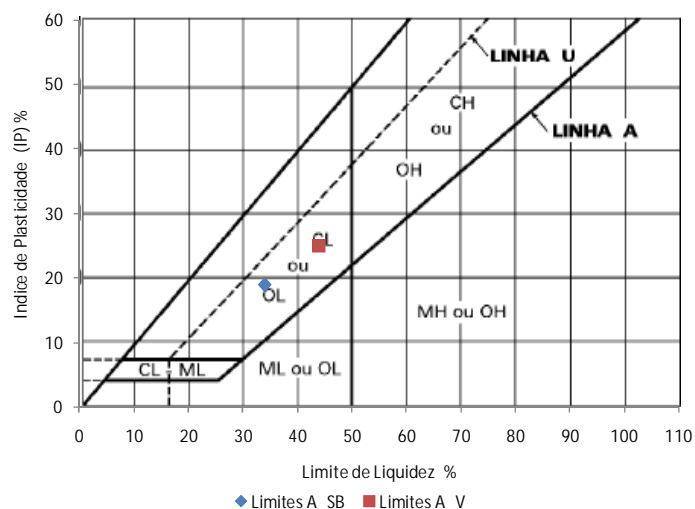


Figura 24. Carta de Plasticidade de Casagrande – comparação de limites

Dos resultados obtidos, salienta-se uma pequena diferença nos limites de plasticidade que existe entre as duas amostras, não alterando a sua classificação, isto é, ambas as amostras são de baixa plasticidade, sendo a amostra de Vagos de um solo mais plástico em comparação com a amostra de São Bernardo. A amostra de São Bernardo tem uma consistência “*in-situ*” mais dura em comparação a consistência da amostra de Vagos. Em ambas as amostras, a classificação quanto à actividade das argilas é pouco activa.

Todos os aspectos evidenciados anteriormente foram aferidos pelas respectivas classificações. De acordo com a Classificação Unificada (Figura 25), ambas as amostras são classificadas de Argilas Magras, CL, havendo uma distinção a nível da percentagem de material retido aquando das análises granulométricas, isto é, a classificação da amostra de São Bernardo é complementada acrescentado “com areia” á denominação inicial.

Enquadramento das Propriedades
dos Solos nas Exigências das Obras Rodoviárias

Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório (a)				Classificação do solo		
				Símbolo do grupo	Nome do grupo (b)	
SOLOS GROSSOS Mais de 50% retido no peneiro nº200	Cascalho mais de 50% da fracção grossa retida no peneiro nº4	Cascalhos limpos (c)	$C_u \geq 4$ e $1 \leq C_c \leq 3$ (e)	GW	Cascalho bem graduado (f)	
		Menos de 5% de finos	$C_u < 4$ e/ou $1 > C_c > 3$ (e)	GP	Cascalho mal graduado (f)	
		Cascalhos com finos (c)	Finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho siltoso (f), (g), (h)	
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso (f), (g), (h)	
	Areias 50% ou mais da fracção grossa passa no peneiro nº4	Areias limpas (d)	$C_u \geq 6$ e $1 \leq C_c \leq 3$ (e)	SW	Areia bem graduada (i)	
		Menos de 5% de finos	$C_u < 6$ e/ou $1 > C_c > 3$ (e)	SP	Areia mal graduada (i)	
		Areias com finos (d)	Finos classificados como ML ou MH	SM	Areia siltosa (g), (h), (i)	
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	SC	Areia argilosa (g), (h), (i)	
SOLOS FINOS 50% ou mais passado no peneiro nº200 86 / 78 % passado no peneiro nº 200 (SB1 / SB2) 98 % passado no peneiro nº 200 (nos dois ensaios)	Siltes e argilas $w_L < 50\%$ $w_L = 34$ $w_L = 44$	$I_p = 19$ $I_p = 25$ Inorgânico	$I_p > 7$ e situa-se na linha A ou acima desta (j)	CL	Argila magra (k), (l), (m)	
			$I_p < 4$ ou situa-se abaixo da linha A (j)	ML	Silte (k), (l), (m)	
		Orgânico	$\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$	OL	Argila orgânica (k), (l), (m), (n) Silte orgânico (k), (l), (m), (o)	
			Siltes e argilas $w_L \geq 50\%$	Inorgânico	I_p situa-se na linha A ou acima desta	CH
	I_p situa-se abaixo da linha A	MH			Silte elástico (k), (l), (m)	
	Orgânico	$\frac{w_L(\text{seco em estufa})}{w_L(\text{sem secagem})} < 0,75$		OH	Argila orgânica (k), (l), (m), (p) Silte orgânico (k), (l), (m), (q)	
		Solos altamente orgânicos, principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico				Pt

A. S. Bernardo A. Vagos

A_S.Bernardo A_Vagos

Figura 25. Classificação Unificada – Amostras de São Bernardo e de Vagos

Por outro lado, a Classificação para Fins Rodoviários (Figura 26) classifica ambas as amostras em solos argilosos mas em grupos diferentes. A amostra de São Bernardo é assinalada com o grupo A-6 (8) enquanto a amostra de Vagos tem como classificação o grupo A-7-6 (9). Convém salientar que a Classificação para Fins Rodoviários estima para estes dois grupos um comportamento sofrível a mau, no que diz respeito a sua utilização como sub-leito.

Classificação Geral	Materiais Granulares (35% ou menos passado no peneiro nº200)							Materiais Siltos-Argilosos (mais de 35% passado no peneiro nº200)			
Classificação em Grupos	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7
	A - 1 - a	A - 1 - b		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				A - 7 - 5 A - 7 - 6
Granulometria:											
% passado no peneiro:											
Nº 10 (2,0 mm)	50 máx.										
Nº 40 (0,42 mm)	30 máx	30 máx.	51 mín.								
Nº 200 (0,075 mm)	15 máx	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Característica da fracção passada no peneiro nº 40											
Limite de Liquidez (%)				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de Plasticidade (%)	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
Índice de Grupo (IG)	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedra, pedregulho		Areia fina	Pedregulhos ou areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento com subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

A S Bernardo A Vagos

A_S.Bernardo A_Vagos

Figura 26. Classificação para Fins Rodoviários – Amostras de São Bernardo e de Vagos

A presença de areia na amostra de São Bernardo, evidenciada até este ponto através da análise granulométrica, do ensaio de EA e consequente classificação, também se fez notar no ensaio de determinação do azul-de-metileno, sendo necessária menos quantidade de solução de azul-de-metileno para obter o envolvimento das partículas. No final, os valores evidenciaram esse aspecto, tendo a amostra de Vagos valor superior de MB em relação a amostra de São Bernardo (respectivamente, 6g/100g e 3g/100g).

O ensaio de azul-de-metileno é importante para uma primeira classificação do solo, pela classificação SETRA, em conjunto com a percentagem de material passado no peneiro nº200, obtido da análise granulométrica.

Efectuando o ensaio de compactação tipo Proctor, foi possível retirar os valores óptimos de humidade referentes a cada amostra, de modo a serem realizados os ensaios de expansão e CBR. Para a amostra de São Bernardo, o teor óptimo utilizado foi de 10,2 %, enquanto para a amostra de Vagos chegou-se aos 14,5 % de teor óptimo de humidade, conforme é possível nas Tabelas e Figuras seguintes.

Tabela 20. Dados do Ensaio de Compactação Tipo Proctor – Amostras de São Bernardo e de Vagos

Amostra São Bernardo						
Água misturada (ml)		160	180	200	220	264
Pt	Peso do molde + solo húmido (g)	5280	5320	5360	5360	5340
P=Pt-Pm	Peso do solo húmido (g)	1920	1960	2000	2000	1980
$\gamma_w=P/V$	Baridade húmida (g/cm3)	2,07	2,11	2,15	2,15	2,13
Numero da capsula		N1	N2	N3	N4	N5
m1	Peso da capsula (g)	93,38	94,64	96,29	93,04	93,82
m2	Peso da capsula + solo húmido (g)	323,50	348,55	370,30	335,02	316,79
m3	Peso da capsula + solo seco (g)	306,22	327,30	344,87	310,70	292,76
Ws=m3-m1	Peso do solo seco (g)	212,84	232,66	248,58	217,66	198,94
Ww=m2-m3	Peso da água (g)	17,28	21,25	25,43	24,32	24,03
Teor em água (%)		8,1	9,1	10,2	11,2	12,1
Baridade seca (g/cm3)		1,91	1,93	1,95	1,94	1,90

Amostra Vagos							
Água misturada (ml)		120	160	200	240	280	320
Pt	Peso do molde + solo húmido (g)	5228	5298	5352	5372	5352	5313
P=Pt-Pm	Peso do solo húmido (g)	1868	1938	1992	2012	1992	1953
$\gamma_w=P/V$	Baridade húmida (g/cm3)	1,99	2,07	2,13	2,15	2,13	2,08
Numero da capsula		N1	N2	N3	N4	N5	N6
m1	Peso da capsula (g)	161,39	163,01	158,68	163,57	160,58	164,76
m2	Peso da capsula + solo húmido (g)	612,92	542,27	516,51	544,44	551,69	583,66
m3	Peso da capsula + solo seco (g)	570,22	500,34	472,43	491,81	490,75	512,50
Ws=m3-m1	Peso do solo seco (g)	408,83	337,33	313,75	328,24	330,17	347,74
Ww=m2-m3	Peso da água (g)	42,70	41,93	44,08	52,63	60,94	71,16
Teor em água (%)		10,44	12,43	14,05	16,03	18,46	20,46
Baridade seca (g/cm3)		1,80	1,84	1,86	1,85	1,79	1,73

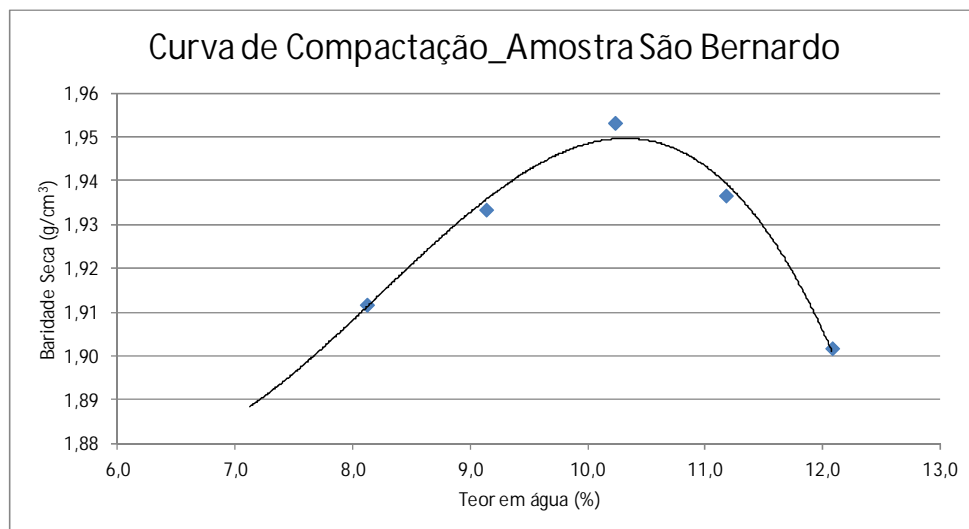


Figura 27. Curva de Compactação da Amostra de São Bernardo

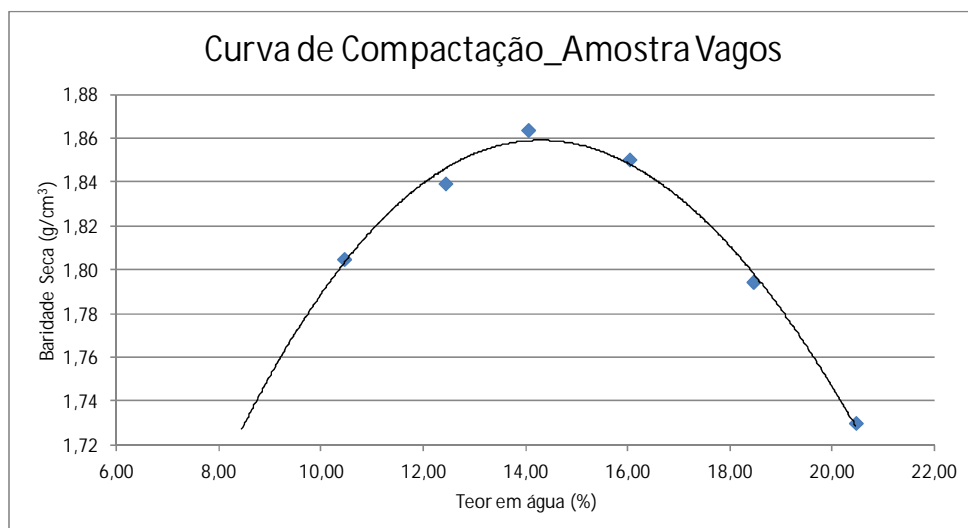


Figura 28. Curva de Compactação da Amostra de Vagos

Os ensaios de expansão das duas amostras (Figura 29 e Figura 30) concluíram dois aspectos, um de que a amostra de São Bernardo é menos expansiva do que a amostra de Vagos, chegando a segundas a expansões da ordem dos 8mm durante um longo período de tempo, aproximadamente 2 meses e que pelo contrário, a amostra de São Bernardo, possivelmente pela presença de areia na sua composição, estabiliza muito mais rapidamente.

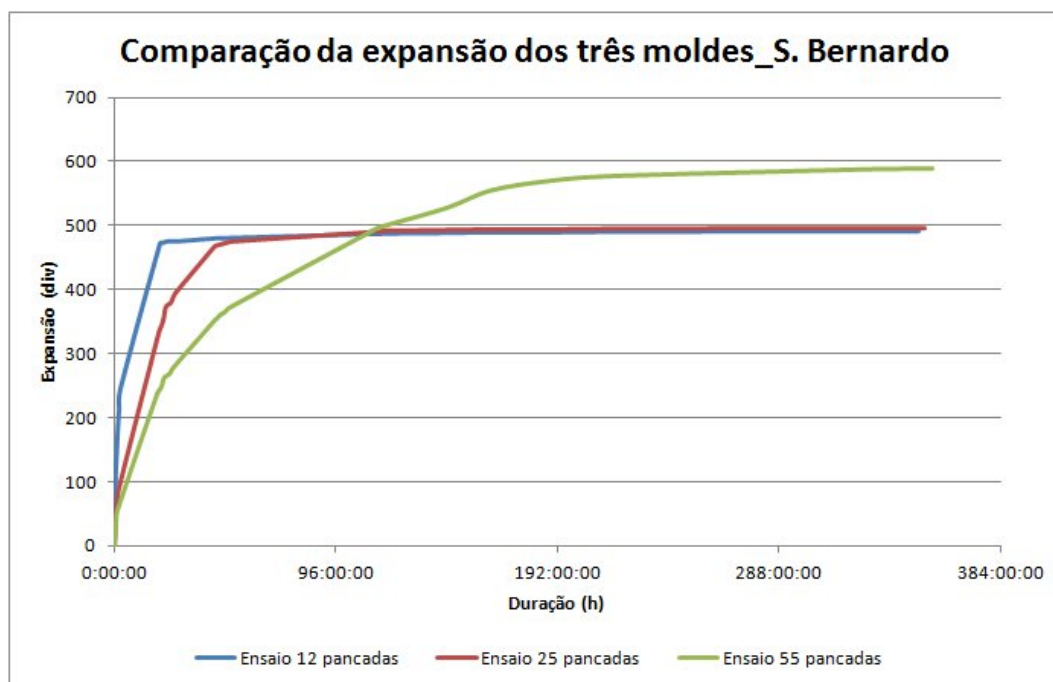


Figura 29. Comparação gráfica da expansão da Amostra de São Bernardo

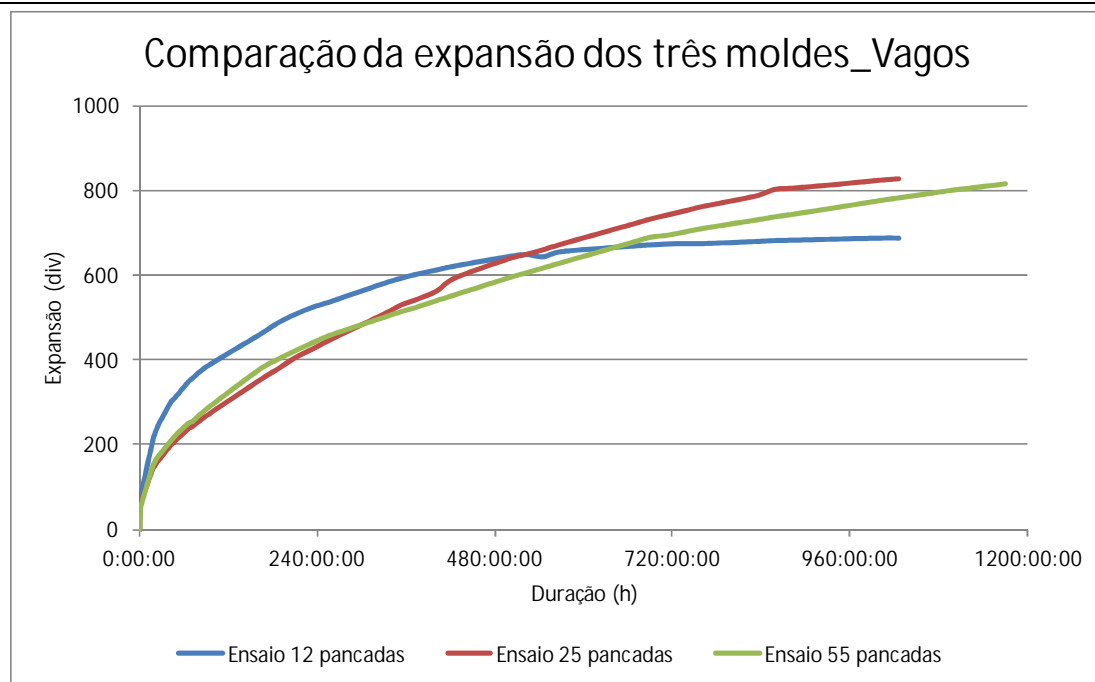


Figura 30. Comparação gráfica da expansão da Amostra de Vagos

Em relação aos valores do ensaio de CBR, denota-se uma discrepância de resultados da amostra de São Bernardo para a amostra de Vagos, resultante de uma má concepção do ensaio, por falta da aplicação dos pesos na altura da penetração.

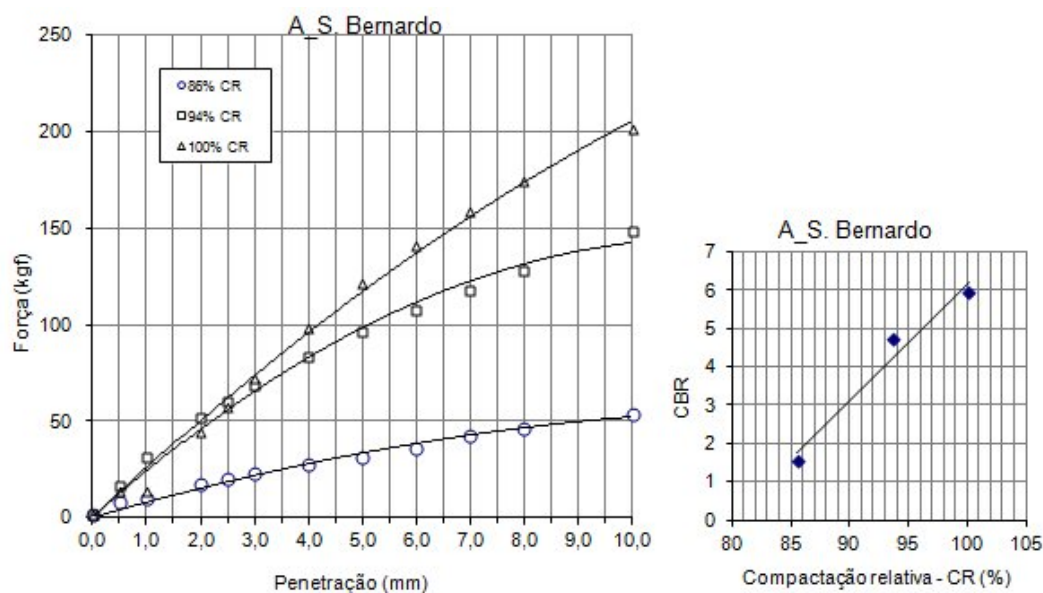


Figura 31. Ensaio de CBR. Representação gráfica da relação Força/Penetração – Amostra de São Bernardo

Assim, para futuras análises é considerado o valor de CBR de 5, a uma compactação relativa de 95%, para representação das duas amostras.

Posteriormente, foi determinado o valor de IPI como refere a classificação SETRA. Parâmetro este que é realizado nos mesmos moldes do ensaio de CBR, exceptuando a imersão em água e posterior expansão, daí o denominação imediata.

A realização do ensaio para determinação do IPI também esteve sujeito a fracas condições, por falta de colocação dos mesmos pesos que no ensaio de CBR, mas os valores obtidos para as duas amostras em estudo não variaram muito como os valores de CBR. Assim, obteve-se o valor de IPI = 3 para a amostra de São Bernardo e IPI = 2 para a amostra de Vagos.

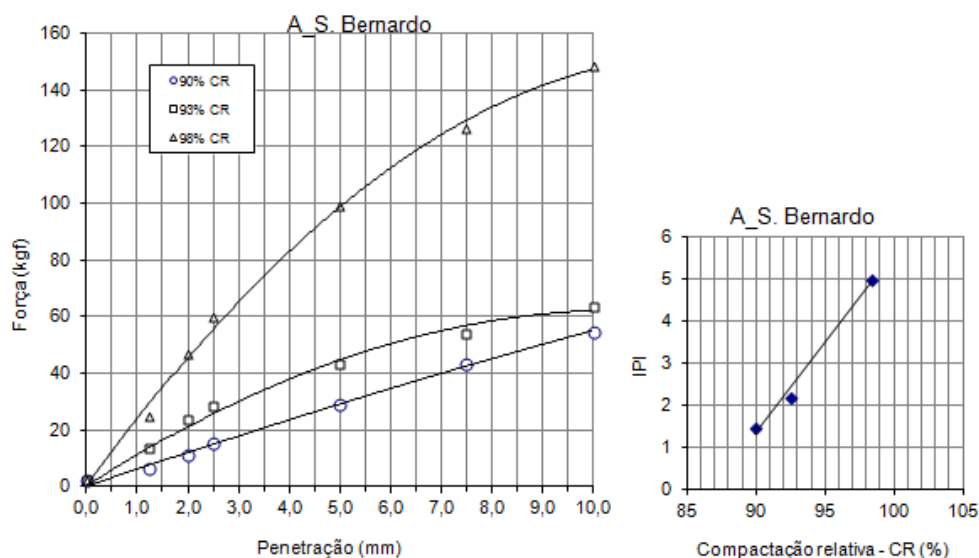


Figura 32. Ensaio de IPI – Amostra de São Bernardo

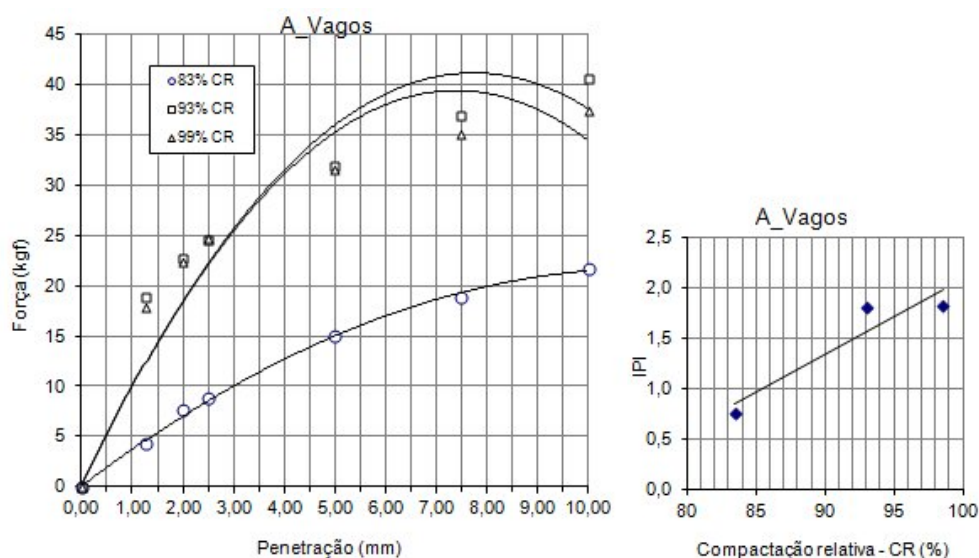


Figura 33. Ensaio de IPI – Amostra de Vagos

Com todos os resultados necessários para realizar a classificação SETRA, foi possível efectuar a classificação das duas amostras. Também pela classificação SETRA não houve muita distinção entre os dois tipos de amostras analisadas, sendo ambas classificadas pela classe A (solos finos) e subclasse A₂ em função da natureza do solo. A classe A₂ definida pela classificação SETRA diz respeito a “Argila de areia fina, argila, silte e margas pouco arenosas”.

A partir desta subclasse é que se tem a distinção das duas amostras, por parte da classificação SETRA, definindo a amostra de São Bernardo com a subclasse A_{2h} e a amostra de Vagos com a subclasse A_{2th}. Esta distinção é definida através dos valores de IPI, I_c e relações entre o w_n e W_{opt}.

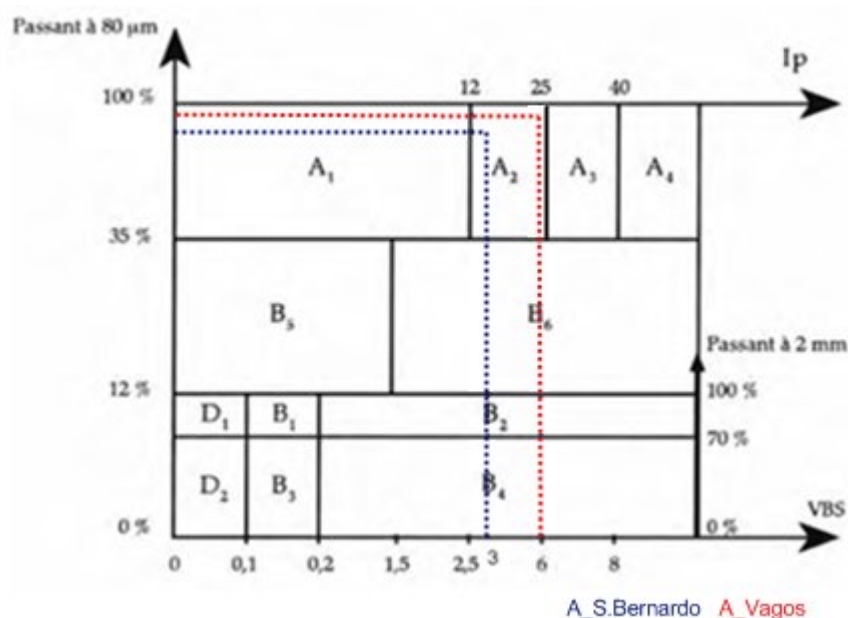


Figura 34. Classificação SETRA. Relação entre MB e % passado peneiro nº 200 – Amostras de São Bernardo e de Vagos

Classement selon la nature					Classement selon l'état hydrique	
Paramètres de nature Premier niveau de classification	Classe	Paramètres de nature Deuxième niveau de classification	Sous classe fonction de la nature	Caractères principaux	Paramètres et valeurs de seuils retenus	Sous-classe
D _{max} ≤ 50mm et tamisat à 80µm > 35 %	A soils fins	VBS ≤ 2,5 ou I _p ≤ 12	A ₁	Ces sols changent brutalement de consistance pour de faibles variations de teneur en eau, en particulier lorsque leur w _L est proche de w _{lim} . Le temps de réaction aux variations de l'environnement hydrique et climatique est relativement court, mais la perméabilité pouvant varier dans de larges limites selon la granulométrie, la plasticité et la compacité, le temps de réaction peut tout de même varier assez largement. Dans le cas de ces sols fins peu plastiques, il est souvent préférable de les identifier par la valeur de bleu de méthylène VBS, compte tenu de l'imprécision attachée à la mesure de l'Ip.	IPI ≤ 3 ou W _L ≥ 1,25 W _{lim}	A ₁ th
					3 < IPI ≤ 8 ou 1,10 W _{lim} ≤ W _L < 1,25 W _{lim}	A ₁ h
					8 < IPI ≤ 25 ou 0,9 W _{lim} ≤ W _L < 1,10 W _{lim}	A ₁ m
					0,7 W _{lim} ≤ W _L < 0,9 W _{lim}	A ₁ s
					W _L < 0,7 W _{lim}	A ₁ ts
		12 < I _p ≤ 25 ou 2,5 < VBS ≤ 6	A ₂	Le caractère moyen des sols de cette sous-classe fait qu'ils se prêtent à l'emploi de la plus large gamme d'outils de terrassement (si la teneur en eau n'est pas trop élevée). Dès que l'Ip atteint des valeurs ≥ 12, il constitue le critère d'identification le mieux adapté.	IPI ≤ 2 ou Ie ≤ 0,9 ou W _L ≥ 1,3 W _{lim}	A ₂ th
					2 < IPI ≤ 5 ou 0,9 < Ie ≤ 1,05 ou 1,1 W _{lim} ≤ W _L < 1,3 W _{lim}	A ₂ h
					5 < IPI ≤ 15 ou 1,05 < Ie ≤ 1,2 ou 0,9 W _{lim} ≤ W _L < 1,1 W _{lim}	A ₂ m
					1,2 < Ie ≤ 1,4 ou 0,7 W _{lim} ≤ W _L < 0,9 W _{lim}	A ₂ s
					Ie > 1,4 ou W _L < 0,7 W _{lim}	A ₂ ts
		25 < I _p ≤ 40 ou 6 < VBS ≤ 8	A ₃	Ces sols sont très cohérents à teneur en eau moyenne et faible, et collants ou glissants à l'état humide, d'où difficulté de mise en œuvre sur chantier (et de manipulation en laboratoire). Leur perméabilité très réduite rend leurs variations de teneur en eau très lentes, en place. Une augmentation de teneur en eau assez importante est nécessaire pour changer notablement leur consistance.	IPI ≤ 10 ou Ie ≤ 0,8 ou W _L ≥ 1,4 W _{lim}	A ₃ th
					1 < IPI ≤ 3 ou 0,8 < Ie ≤ 1 ou 1,2 W _{lim} ≤ W _L < 1,4 W _{lim}	A ₃ h
					3 < IPI ≤ 10 ou 1 < Ie ≤ 1,15 ou 0,9 W _{lim} ≤ W _L < 1,2 W _{lim}	A ₃ m
					1,15 < Ie ≤ 1,3 ou 0,7 W _{lim} ≤ W _L < 0,9 W _{lim}	A ₃ s
					Ie > 1,3 ou W _L < 0,7 W _{lim}	A ₃ ts
		I _p > 40 ou VBS > 8	A ₄	Ces sols sont très cohérents et presque imperméables : s'ils changent de teneur en eau, c'est extrêmement lentement et avec d'importants retraits ou gonflements. Leur emploi en remblai ou en couche de forme n'est normalement pas envisagé mais il peut éventuellement être décidé à l'appui d'une étude spécifique s'appuyant notamment sur des essais en vraie grandeur.	Valeurs seuils des paramètres d'état, à définir à l'appui d'une étude spécifique.	A ₄ th
						A ₄ h
						A ₄ m
						A ₄ s

Figura 35. Enquadramento das amostras de São Bernardo e de Vagos no quadro da classificação SETRA

5.3. Análise da aplicabilidade

O Manual de Concepção de Pavimentos (MACOPAV), que visa apoiar e orientar a concepção de estruturas de pavimentos e respectivas fundações, a adoptar na construção de novas infra-estruturas rodoviárias no Plano Rodoviário Nacional, considera como base de trabalho a fundação do pavimento. São considerados para além da camada de leito de pavimento, os terrenos subadjacentes.

Segundo o MACOPAV, a fundação de pavimentos é diferenciada por quatro classes, onde cada classe define condições mínimas na aplicabilidade em fundação, bem como os valores para os módulos de deformabilidade da fundação do pavimento. Mas, para se saber a classe de fundação é necessário conhecer a classe do terreno de fundação que a constitui, compreendida em seis classes de terrenos e definidas pela MACOPAV. Classes essas que são definidas tendo em conta o material, o valor de CBR e a sua classificação segundo a Classificação Unificada de Solos.

Considerado como material de estudo a amostra representativa de São Bernardo, esta é definida de acordo com o quadro da Figura 36, com a classe de terreno S2, por ser um tipo de solo CL, e o seu CBR estar compreendido no intervalo de 5 a 10%. Segundo a classe de fundação, o MACOPAV também evidencia qual a utilidade do material na reutilização nas diferentes camadas do pavimento. Sendo assim, a amostra de São Bernardo, numa possível aplicação só seria admissível a sua reutilização para o corpo do aterro da fundação, não sendo reutilizável para o leito e a sub-base da fundação.

O MACOPAV também evidencia algumas das características das classes de terrenos na reutilização dos diversos tipos de terrenos na execução do corpo dos aterros, no leito do pavimento e em sub-bases, tendo em atenção o domínio da sua aplicabilidade em obras rodoviárias. Assim, para o tipo de solo CL, podemos evidenciar que se trata de um solo impermeável e apresenta uma compressibilidade/expansibilidade média, vindo em concordância com os resultados obtidos dos ensaios de caracterização e classificação (MACOPAV 1995).

Classe	CBR (%)	Tipo solo	Descrição	Reutilização		
				Aterro	Leito	Sub-base
S ₀	< 3	OL	Siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade. (1)	N	N	N
		OH	Argilas orgânicas de plasticidade média a elevada; Siltes orgânicos. (2)	P	N	N
		CH	Argilas inorgânicas de plasticidade elevada; Argilas gordas. (3)	P	N	N
		MH	Siltes inorgânicos; Areias finas micáceas; Siltes micáceos. (4)	P	N	N
S ₁	≥ 3 a < 5	OL	Idem (1)	S	N	N
		OH	Idem (2)	S	N	N
		CH	Idem (3)	S	N	N
		MH	Idem (4)	S	N	N
S ₂	≥ 5 a < 10	CH	Idem (3)	S	N	N
		MH	Idem (4)	S	N	N
		CL	Argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média; Argilas com seixo, argilas arenosas; Siltes argilosos de baixa plasticidade.	S	N	N
		ML	Siltes inorgânicos e areias muito finas; Areias finas, siltosas ou argilosas; Siltes argilosos de baixa plasticidade.	S	N	N
		SC	Areia argilosa; Areia argilosa com cascalho. (5)	S	P	N
S ₃	≥ 10 a < 20	SC	Idem (5)	S	S	N
		SM	Areia siltosa; Areia siltosa com carvalho.	S	S	N
		SP	Areias mal graduadas; Areias mal graduadas com cascalho.	S	S	N
S ₄	≥ 20	SW	Areias bem graduadas; Areias bem graduadas com cascalho.	S	S	P
		GC	Cascalho argiloso; Cascalho argiloso com areia.	S	S	P
		GM	Cascalho siltoso; Cascalho siltoso com areia. (6)	S	S	P
		GP	Cascalho mal graduado; Cascalho mal graduado com areia. (7)	S	S	P
S ₅	≥ 40	GM	Idem (6)	S	S	S
		GP	Idem (7)	S	S	S
		GW	Cascalho bem graduado;	S	S	S

Figura 36. Classes de Terrenos de Fundação (Fonte: MACOPAV 1995)

A expansibilidade de um dado tipo de solo (Tabela 21), é analisado pelo MACOPAV através do valor da relação entre o seu teor em água e o seu limite de plasticidade, variando entre 0,6 e 1,0, correspondendo a um potencial de expansibilidade muito alto e muito baixo, respectivamente.

Tabela 21. Potencial de expansibilidade de Solos (Fonte: MACOPAV 1995)

ω_n / W_p	Potencial de expansibilidade
< 0,6	Muito alto
0,6 – 0,8	Alto
0,8 – 1,0	Baixo
> 1,0	Muito baixo

Com valores de 13,1% de teor de água natural e 15% de limite de plasticidade, a amostra de São Bernardo, segundo o MACOPAV tem um potencial de expansibilidade baixo (Tabela 22).

Tabela 22. Potencial de expansibilidade da Amostra de São Bernardo

	Amostra São Bernardo
wn	13,1
wp	15
wn/wp	0,9

Segundo o MACOPAV, admite-se como necessário e vantajoso constituir sempre na zona superior da terraplenagem, uma camada do leito de pavimento, cujas propriedades dependem do solo onde é executada, das características dos materiais nela empregues e da classe de plataforma pretendida.

Partindo da classe de terreno existente, são determinadas as espessuras de materiais não ligados ou tratados com cal a utilizar em leito do pavimento, como se pode verificar no quadro da Figura 37.

		F ₁	F ₂	F ₃	F ₄
	E _f (MPa) CBR (%)	> 30 a ≤ 50	> 50 a ≤ 80	> 80 a ≤ 150	> 150
S ₀	< 3	estudo especial			em pedraplenos ou em aterros
S ₁	≥ 3 a < 5	30 S ₂ ou 20 S ₃	60 S ₃ ou 40 S ₄		com materiais do tipo solo-enrocamento,
S ₂	≥ 5 a < 10	*1	30 S ₃ ou 15 S ₄	60 S ₃ ou 30 S ₄	com uma camada de leito do
S ₃	≥ 10 a < 20	-	*1	20 S ₄	pavimento em material pétreo de
S ₄ ;S ₅	≥ 20	-	-	*1	espessura não inferior a 15 cm

*1 em escavação deve ser escarificado e recompactado na profundidade necessária à garantia de uma espessura final de 30 cm bem compactada; em aterros as condições de fundação estão garantidas.

Figura 37. Constituição das plataformas – Camada de leito em materiais não ligados (Fonte: MACOPAV 1995)

Se o material existente na terraplenagem fosse o tipo de solo correspondente a amostra de São Bernardo, definido com a classe de terreno S2, a camada de leito de pavimento poderia ser executada de duas maneiras, consoante a classe de plataforma a obter, variando a espessura da camada e a classe de terreno existente para a camada de leito, sempre superior a classe de terreno da terraplenagem existente.

Mais precisamente as classes de fundação são definidas segundo a sua aplicabilidade às diversas classes de tráfego, apresentando os seguintes valores de módulos de deformabilidade (MACOPAV 1995).

Tabela 23. Classes de fundação (Fonte: MACOPAV 1995)

Classe de fundação	Módulo da fundação (MPa)		Classe de tráfego
	Gama	Valor de cálculo	
F1	> 30 a ≤ 50	30	T5,T4
F2	> 50 a ≤ 80	60	T3,T4,T5,T6
F3	> 80 a ≤ 150	100	T1,T2,T3,T4,T5,T6
F4	> 150	150	T1,T2,T3,T4,T5,T6

5.4. Possíveis técnicas de melhoramento aplicáveis

A classificação SETRA evidencia condições de utilização de solos em aterros rodoviários, e no caso da amostra de Vagos, com a classificação A₂th é considerada como “Solos normalmente em estado inutilizável”. Por outro lado, para solos tipo a amostra de São Bernardo com a classificação A₂h, a classificação apesar de indicar que estes tipos de solos são “difíceis de implementar por causa da sua baixa capacidade de carga...”, apresenta algumas soluções de tratamento (Tabela 24) e utilização em aterros consoante a situação meteorológica.

Tabela 24. Condições de utilização de solos A₂h em aterros (Fonte: SETRA/LCPC, 1992b)

Solo	Observações	Situação Meteorológica	Condições de utilização em aterro	Código E G W T R C H
A ₂ h	Estes solos são difíceis de implementar devido a baixa resistência ao corte. Colocar temporariamente em depósito e a prévia drenagem não são habitualmente as soluções possíveis no clima francês. O preenchimento deve ser evitado ao nível de estabilização de terraplenagens.	+ Chuva Leve	Situação não permite a colocação de aterro, com garantias de qualidade suficiente	NÃO
		= Sem chuva ou evaporação	Solução 1: Tratamento T: tratamento com cal C: baixa compactação	0 0 0 2 0 2 0
			Solução 2: Utilização como tal C: baixa compactação H: aterro de altura baixa ($\leq 5m$)	0 0 0 0 3 1
		- Evaporação	Solução 1: Arejamento E: extracção em camadas W: redução do teor em água por arejamento R: camadas finas C: compactação média H: aterro de altura média ($\leq 10m$)	1 0 1 0 1 2 2
			Solução 2: Tratamento T: tratamento com cal C: compactação média	0 0 0 2 0 2 0

Assim de acordo com o Anexo 2 – “Tabelas de Condições de Utilização dos Materiais em Aterros” do Fascículo 2 da Classificação SETRA/LCPC, as condições de utilização dos materiais em aterros impostas pela SETRA, dividem-se em três situações meteorológicas: chuva leve, sem chuva e sem evaporação significativa e maior evaporação. Cada situação apresenta uma ou várias soluções e, cada solução tem um código, referente a vários níveis de tratamento.

Para situações de chuva leve, a classificação SETRA não apresenta qualquer solução, porque devido a esta situação não é permitido o desenvolvimento de aterro com garantias suficientes de qualidade.

Para situações sem chuva e sem evaporação, são apresentadas duas soluções, tratamento do solo e, a utilização do solo com as características iniciais. Na primeira solução, o tratamento do solo pode ser através de um tratamento com uso de cal e através de uma compactação média. Na segunda solução, a utilização do solo é recomendada uma compactação baixa e uma altura do aterro até aos cinco metros.

Para situação de elevada evaporação, também são enumeradas duas soluções, arejamento e tratamento do solo. Na primeira solução, o arejamento do solo é efectuado através da remoção de entulhos, mais precisamente, extracção em camadas com espessura na ordem de 0,1 a 0,3 metros, bem como a utilização de uma altura média do talude (inferior a 10 metros). Actuando sobre o teor em água através do arejamento do solo, optando por um nivelamento do aterro através de camadas finas (entre 20 a 30 cm) e por uma compactação média, também são algumas das propostas para a solução de arejamento. Na segunda solução, o tratamento do solo também apresenta as mesmas propostas aquando da inexistência de chuva ou evaporação, isto é, tratamento com cal e uma compactação média.

6. CONCLUSÕES

6.1.Considerações finais

Ao finalizar este trabalho pode-se afirmar que os objectivos mínimos inicialmente propostos foram realizados e as consequentes deduções alcançadas.

Assim foram realizadas diferentes recolhas bibliográficas de modo a sintetizar os principais temas deste trabalho, desde a formação “Argilas de Aveiro”, passando pelos diversos processos de caracterização e classificação de solos, até a alguns métodos de melhoramento de solos.

Foram também efectuados ensaios práticos de caracterização de solos de duas amostras representativas da formação “Argilas de Aveiro”, bem como a sua classificação e incorporação em aterros rodoviários, de uma forma mais teórica.

6.2.Conclusões Finais

No desfecho da presente dissertação, as principais conclusões a relatar centralizam-se nos seguintes tópicos:

- Classificação CL das amostras de São Bernardo e de Vagos, pela Classificação Unificada;
- Classificação A – 6 (8) e A – 7 – 6 (9) das amostras de São Bernardo e de Vagos, respectivamente, pela Classificação para Fins Rodoviários;
- Classificação A_{2h} e A_{2th} das amostras de São Bernardo e de Vagos, respectivamente, pela Classificação SETRA;
- Reutilização admissível em aterro (S₂) da amostra de São Bernardo, consoante o MACOPAV;
- Solos de difícil implementação devido à baixa resistência ao corte (Amostra de São Bernardo) e solos em estado inutilizável (Amostra de Vagos), consoante a Classificação SETRA;
- Soluções como o tratamento com cal e compactação média, arejamento ou utilização como tal da amostra de São Bernardo, consoante a Classificação SETRA.

Consoante as classificações realizadas, dependentes dos ensaios laboratoriais de caracterização de solos, podemos concluir que as duas amostras em estudo, apesar de pertencerem ao mesmo grupo de solos (solos argilosos) apresentam variações em algumas características, nomeadamente na fracção fina que compõe cada uma das amostras.

Mais especificamente, as duas amostras são classificadas pela Classificação Unificada como se tratando de um “Argila Magra”, com o símbolo de grupo CL, mas de acordo com a análise granulométrica, podemos definir que a amostra de São Bernardo é classificada como uma “Argila Magra com areia”, devido a presença de material arenoso na ordem de 15 a 29 % retido no peneiro nº200. Já a amostra de Vagos não apresenta grandes vestígios de material arenoso, sendo somente atribuída a denominação “Argila Magra”.

Em relação à Classificação para Fins Rodoviários, ambas as amostras são classificadas como materiais silto-argilosos, variando a sua classificação em grupo. A amostra de São Bernardo pertence ao grupo A – 6 e a amostra de Vagos ao grupo A – 7 -6, com índices de grupo 8 e 9, respectivamente. Tal distinção advém de diferenças relativas à plasticidade, cuja amostra de São Bernardo evidencia plasticidade média em contraste com a plasticidade alta que apresenta a amostra de Vagos.

Também na Classificação SETRA/LCPC, ambas as amostras são inseridas no grupo dos solos finos (A) e no subgrupo das argilas de areia fina, siltes, argilas e margas pouco plásticas (A₂). Mas tal como nas anteriores classificações, pela Classificação SETRA a amostra de São Bernardo toma a qualificação A_{2h} e a amostra de Vagos a qualificação A_{2th}, sendo esta diferença baseada em parâmetros como o IPI, o IC e o w_n , onde a amostra de São Bernardo apresenta uma consistência dura, um teor em água natural inferior, reflectindo-se num valor de IPI mais baixo que o respectivo à amostra de Vagos.

Em relação à aplicabilidade do tipo de solo representado pelas amostras em aterros rodoviários, as duas amostras têm diferentes implicações, sendo definido pela Classificação SETRA, que a amostra de São Bernardo representa um solo de difícil implementação devido à baixa resistência ao corte e que a amostra de Vagos descreve solos em estado inutilizável.

De acordo com o MACOPAV, a amostra de São Bernardo é representada pela classe de fundação S₂, retratando um tipo de solo admissível para reutilização em aterro.

Tratando-se assim de solos fracos por si só de serem usados em aterros rodoviários, a Classificação SETRA estipula algumas condições de utilização através de técnicas de melhoramento, sendo as mais utilizáveis, o tratamento com cal e baixa compactação, a altura do aterro variando entre 5 e 10 m e o arejamento do solo através da extracção por camadas, redução do teor em água ou a regulação por camadas finas.

6.3.Recomendações de trabalhos futuros

Como seguimento deste trabalho, poderão ser analisadas novas amostras da formação “Argilas de Aveiro” provenientes de diferentes locais, de modo a proporcionar uma comparação entre as amostras, bem como uma classificação mais elaborada, descrevendo uma área mais ampla da unidade estratigráfica em estudo.

Poderão também ser realizados ensaios no âmbito do melhoramento de solos, com recurso a cal e/ou a cimento, a solos idênticos aos que foram estudados neste trabalho ou a outros solos desde que vindos da formação “Argilas de Aveiro”, uma vez que na presente dissertação só foram apresentados aspectos teóricos e possíveis aplicações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM D2487-11 (1996) - Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). American Society for Testing and Materials. Philadelphia, ASTM International

ASTM D3282-93 (1997) - Standard Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. American Society for Testing and Materials. Philadelphia, ASTM International

Benta, A. (2007) - Aspectos do Comportamento Geomecânico da Formação “Argilas de Aveiro”. Aveiro: Universidade de Aveiro, Secção Autónoma de Engenharia Civil. 351 p. Tese de Doutoramento.

Benta, A. [et al.] (1997) - Seminário sobre Compactação de Solos. Aveiro, Universidade de Aveiro.

Cristelo, N. (2001) - Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal. Universidade do Minho, Escola de Engenharia.

Cruz, M. [et al.] (2008) - Melhoramento do desempenho de misturas de solo-cimento com recurso a activadores de baixo custo. Revista Luso- Brasileira de Geotecnia, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental.

Faria, P. A. G. (2005) - Propriedades composicionais e geotécnicas de solos argilosos em obras rodoviárias. Aveiro: Universidade de Aveiro.

Fernandes, M. d. M. (2006) - Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios Fundamentais. Volume 1. 1ª Edição. Porto: FEUP

Folque, J. (1987) - Introdução à Mecânica dos Solos. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil

Gillott, J. E. (1987) - Clay in engineering geology: Developments in geotechnical engineering ;41. Amsterdam ; New York: Elsevier Science Publishers

Herrin, M. [et al.] (1961) - Lime-soil mixtures. Washington D.C.: Highway Research Board

LNEC (1974) - Mecânica dos Solos: Conceitos Fundamentais
Curso de Especialização 110-1. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.

LNEC E197-1966 - Solos. Ensaio de Compactação. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa,

LNEC E198-1967 - Solos. Determinação do C.B.R. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Lisboa,

MACOPAV (1995) - Manual de Concepção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional. Almada, Junta Autónoma de Estradas (actual EP).

NF P94-078 (1997) - Sols : reconnaissance et essais. Indice CBR après immersion. Indice CBR immédiat. Indice Portant Immédiat - Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR. Association Française de Normalisation. Paris, AFNOR

NP 143:1969 - Solos. Determinação de limites de consistência. Instituto Português da Qualidade. Caparica, IPQ

NP EN 933-1:2000 - Ensaaios das Propriedades Geométricas dos Agregados. Parte 1: Análise Granulométrica, Método de Peneiração. Instituto Português da Qualidade. Caparica, IPQ

NP EN 933-8:2002 - Ensaaios das Propriedades Geométricas dos Agregados. Parte 8: Determinação do Teor de Finos, Ensaio do Equivalente de Areia Instituto Português da Qualidade. Caparica, IPQ

NP EN 933-9:2002 - Ensaaios das Propriedades Geométricas dos Agregados. Parte 9: Determinação do Teor de Finos, Ensaio do Azul de Metileno. Instituto Português da Qualidade. Caparica, IPQ

NP EN 1097-5:2002 - Ensaaios das propriedades mecânicas e físicas dos agregados. Parte 5: Determinação do teor de humidade por secagem em estufa ventilada. Instituto Português da Qualidade. Caparica, IPQ

Rocha, F. J. F. T. (1993) - Argilas aplicadas a estudos litoestratigráficos e paleoambientais na bacia sedimentar de Aveiro. Aveiro: Universidade de Aveiro, Departamento de Geociências. 418 p. Dissertação de Doutoramento.

Santos, J. (2008) - Obras Geotécnicas. Compactação, Elementos Teóricos. Lisboa, Instituto Superior Técnico.

SETRA/LCPC (1992a) - Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule 1, principes généraux. Paris: Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes/Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

SETRA/LCPC (1992b) - Réalisation des remblais et des couches de forme. Fascicule 2, annexes techniques. Paris: Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes/Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

Silva, C. (1974) - Geotecnia, Classificação de Solos. Luanda: Junta Autónoma de Estradas de Angola

Smith, M. R. [*et al.*] (1993) - Aggregates : sand, gravel and crushed rock aggregates for construction purposes. London: Geological Society

Soares A, F. [*et al.*] (1993) - Le sous-bassin nord-lusitanien (Portugal) du Trias au Jurassique moyen : histoire d'un rift avorté. Comptes rendus de l'Académie des sciences. Série 2, Mécanique, Physique, Chimie, Sciences de l'univers, Sciences de la Terre. Vol. 317, n.º 12 p. 1659-1666.

Soares, J. M. D. [*et al.*] (2006) - Notas de Aulas. Mecânica dos Solos. Santa Maria, Universidade Federal de Santa Maria.